



Titre: Évaluation numérique de la stabilité des chantiers : contraintes élastiques autour des chantiers et résistance nécessaire des piliers-semelles en remblai cimenté
Title:

Auteur: Philippe Pagé
Author:

Date: 2018

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Pagé, P. (2018). Évaluation numérique de la stabilité des chantiers : contraintes élastiques autour des chantiers et résistance nécessaire des piliers-semelles en remblai cimenté [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal].
Citation: PolyPublie. <https://publications.polymtl.ca/3180/>

 **Document en libre accès dans PolyPublie**
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/3180/>
PolyPublie URL:

Directeurs de recherche: Li Li
Advisors:

Programme: Génie minéral
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉVALUATION NUMÉRIQUE DE LA STABILITÉ DES CHANTIERS : CONTRAINTES
ÉLASTIQUES AUTOUR DES CHANTIERS ET RÉSISTANCE NÉCESSAIRE DES PILIERS-
SEMELLES EN REMBLAI CIMENTÉ

PHILIPPE PAGÉ

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES
(GÉNIE MINÉRAL)

MAI 2018

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

ÉVALUATION NUMÉRIQUE DE LA STABILITÉ DES CHANTIERS : CONTRAINTES
ÉLASTIQUES AUTOUR DES CHANTIERS ET RÉSISTANCE NÉCESSAIRE DES PILIERS-
SEMELLES EN REMBLAI CIMENTÉ

présenté par : PAGÉ Philippe

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. FUAMBA Musandji, Ph. D., président

M. Li Li, Ph. D., membre et directeur de recherche

M. FISSETTE Hugo, M. Sc. A., membre

DÉDICACE

*Au support inconditionnel de mes parents,
de ma famille et de mes amis*

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, je voudrais commencer par remercier le professeur Li Li, mon directeur de recherche, pour m'avoir guidé tout au long de mon projet de recherche. Ces conseils judicieux, sa démarche méthodique et son souci du détail m'ont permis de m'inculquer une méthode de travail rigoureuse et disciplinée. J'aimerais également le remercier pour l'organisation de la visite guidée de Niobec à Saint-Honoré au Saguenay et pour m'avoir donné l'opportunité de présenter mes travaux de maîtrise à la conférence de GeoOttawa.

J'adresse mes sincères remerciements au Prof. Musandji Fuamba et à M. Hugo Fisette pour avoir accepté d'évaluer mes travaux malgré leur calendrier très chargé.

Je tiens à remercier Dr. Pengyu Yang et Prof. Richard Simon pour leur contribution substantielle lors de la rédaction des articles.

J'aimerais remercier Alain Plaisant et Amine Sobhi pour leur aide dans mon apprentissage du logiciel Plaxis. Je remercie aussi Dr. Pengyu Yang qui m'a donné de judicieux conseils dans mon apprentissage de la modélisation numérique. Ils ont toujours été disponibles pour répondre à mes questions.

J'aimerais adresser mes sincères remerciements à Madame Margareth Mompoin et Madame Monique Malouin pour leur aide administrative.

Je tiens également à remercier tous mes collègues et amis de l'École Polytechnique de Montréal.

Enfin, un grand merci à ma famille, mes amis et toutes les personnes qui m'ont supporté de près et de loin.

Je remercie enfin le CRSNG, le FRQNT et les partenaires industriels de l'IRME pour leur soutien financier.

RÉSUMÉ

L'industrie minière est un secteur important pour le Canada. Pour assurer un développement économique et durable, il est crucial de maximiser la récupération des ressources minérales, de minimiser l'impact sur l'environnement et de maintenir une production efficace et sécuritaire. Avec le développement des équipements miniers et la compétition internationale de plus en plus féroce, les mines ont tendance à utiliser des équipements de plus en plus performants, puissants et larges. Cependant, les dimensions maximales des ouvertures souterraines dépendent des conditions géomécaniques et doivent être adéquatement évaluées pour garantir la sécurité du personnel et des équipements. Dans la phase préliminaire d'un projet minier, cette tâche est souvent réalisée à l'aide de la méthode Mathews-Potvin qui exige la connaissance des contraintes induites autour des chantiers. Sachant que la méthode Mathews-Potvin est une méthode empirique, une estimation exacte des contraintes induites autour des chantiers n'est pas nécessaire. Néanmoins, il n'y a aucune solution analytique, numérique ou graphique disponible pour permettre d'évaluer les contraintes autour des chantiers typiques, même d'une façon très approximative. Ces chantiers typiques sont composés de deux épontes inclinées et parallèles ainsi que d'un plancher et d'un toit de chantier horizontal. Des modélisations numériques doivent être réalisées pour obtenir les contraintes induites autour des excavations projetées. L'utilisation de la méthode Mathews-Potvin est limitée en mécanique des roches puisque la modélisation numérique nécessite non seulement la disponibilité d'un logiciel pertinent mais également du personnel qualifié pour mener à terme les simulations numériques. Afin de compenser la limitation de l'utilisation de la méthode Mathews-Potvin, une série de simulations numériques ont été réalisées et, à partir des résultats numériques, des solutions empiriques ont été formulées. Ces solutions empiriques sont validées à partir des résultats de simulations numériques supplémentaires. Les solutions empiriques proposées peuvent donc être utilisées pour estimer les contraintes élastiques induites autour d'ouvertures souterraines typiques pour l'utilisation de la méthode Mathews-Potvin.

Dans un deuxième temps, on constate que pratiquement toutes les mines modernes utilisent le remblayage des chantiers souterrains comme un mode de gestion intégrée des rejets miniers. La pratique du remblayage minier contribue à minimiser l'impact des opérations minières sur l'environnement, sert à améliorer la stabilité des ouvertures souterraines, permet de réduire la dilution de minerai et d'augmenter la récupération des piliers en minerai. Lorsque le remblai est utilisé pour récupérer des piliers en minerai pour les méthodes de minage à « chambres ouvertes »,

ou encore pour fournir un espace de travail sécuritaire avec les méthodes « coupe et remblai descendant », une tâche cruciale est de déterminer la résistance nécessaire du remblai cimenté. Mitchell (1991) a proposé des solutions analytiques pour quatre différents types de ruptures d'un pilier-semelle en considérant des épontes rigides et fixes. Cependant, l'utilisation de ces solutions reste limitée puisqu'elles sont simplifiées et très conservatrice. La profondeur de la mine ainsi que la convergence des épontes rocheuses sont négligées dans le cas où un pilier-semelle est exposée à la base. Dans la deuxième partie de ce projet de maîtrise, on s'intéresse donc à l'analyse de la stabilité d'un pilier-semelle exposée à la base en considérant l'influence de la profondeur du chantier ainsi que la présence de l'excavation sous-jacente au pilier-semelle. Des solutions graphiques permettant d'estimer la cohésion minimale requise pour des pilier-semelles exposés à la base sont présentées. Les résultats numériques montrent des formes de ruptures du pilier-semelle similaires à certaines des solutions de Mitchell (1991). En revanche, le principal mécanisme de rupture du pilier-semelle est l'écrasement ou le cisaillement due à la compression horizontale exercée par la convergence des épontes rocheuses à la suite de l'excavation de l'ouverture sous-jacente au pilier-semelle. Ce mécanisme de rupture a rarement été reporté dans la littérature. En fonction de ce mécanisme de rupture, la cohésion minimale requise du pilier-semelle augmente généralement avec l'augmentation de la profondeur du chantier, du coefficient de pression des terres de la roche et avec la rigidité du pilier-semelle, et diminue avec l'augmentation de la rigidité de la masse rocheuse, de l'épaisseur du pilier-semelle et de la largeur du chantier. Des comparaisons ont été réalisées entre les solutions proposées dans ce mémoire et l'abaque de Pakalnis et al. (2005) communément utilisé dans l'industrie minière. Les résultats de cette comparaison démontrent que l'abaque de Pakalnis et al. (2005) tend à surestimer la cohésion requise du pilier-semelle pour des chantiers larges et sous-estime la cohésion requise pour des chantiers étroits. Pour une largeur de chantier donnée, la solution de Pakalnis et al. (2005) sous-estime généralement la cohésion requise du pilier-semelle si l'épaisseur du pilier-semelle dépasse 3 m et si la profondeur du chantier excède 400 m. Des résultats supplémentaires, en plus des limitations des travaux, sont présentés et discutés.

ABSTRACT

The mining industry is a crucial sector in the Canadian economy. To ensure an economic and sustainable development, it is important to maximize the recovery of mineral resources, minimize the environmental impact and keep an effective and safe production. To reach higher productivity, mines tend to use larger and powerful equipment, which requires larger underground openings. However, the maximum exposure dimensions of underground excavations are limited by geomechanical conditions and must be adequately estimated to ensure the safety of personnel and equipment. The Mathews-Potvin method is commonly used in the preliminary stage of a mining project as a starting point to determine the dimensions of underground openings. The application of the method necessitates the knowledge of the induced stresses around the openings. As the Mathews-Potvin method is an empirical method, an accurate estimation of the induced elastic stresses around the openings is not necessary. Nevertheless, no analytical, numerical or graphical solution is available to assess the induced stresses around typical excavations, which have two parallel inclined walls (usually called hanging wall and footwall), a horizontal back (roof) and a horizontal floor. Numerical modeling must be performed for each specific mining project. This limits the application of the Mathews-Potvin method in rock engineering because numerical modeling requires not only the availability of pertaining software and hardware, but also a qualified person to perform the numerical modeling. To overcome this limitation, a series of numerical simulations have been done. An analytical solution is proposed based on some numerical results. The proposed solution is further validated by additional numerical simulations. The proposed solutions can thus be used to estimate the induced elastic stresses around typical mine stopes for the Mathews-Potvin method.

On the other hand, mine backfilling with mine wastes has become a common practice worldwide. This practice can not only help reduce the environmental impact of mining operations, but also serves to improve ground stability, increase ore recovery, provide safer workspaces, reduce ore dilution, and improve airflow control. When backfilling is used to recover sill pillars in open stoping methods or to provide a safer workplace in underhand cut-and-fill mining method, the stability of the sill mats made of cemented backfill are a critical issue. Mitchell (1991) proposed some analytical solutions to evaluate the stability of a sill mat by considering four types of failure mechanism associated with two stiff and immobile walls. The application of the solutions is limited due to several overly simplified assumptions in the models. Mine depth and convergence of rock

walls associated with the excavation below the sill mats were not considered. Therefore, the second part of this thesis consists of analysing the stability of sill mats by considering the mine depth and underneath excavation. Graphic solutions for estimating the minimum required cohesion of base-exposed sill mats are presented. The numerical results show failure shapes apparently similar to some of Mitchell (1991) models. However, the actual governing failure mechanism of the sill mats is crushing or shearing due to the horizontal compression exercised by the closure of rock walls upon the underneath excavation. This failure mechanism has seldom been presented in the literature. Due to this failure mechanism, the minimum required strength of the sill mats generally increases as the mine depth, rock stress coefficient or sill mat stiffness increases, but decreases as the rock wall stiffness, sill mat thickness or stope span increases. Comparison between the proposed solutions and the commonly used abacus of Pakalnis et al. (2005) shows that the solution of Pakalnis et al. (2005) tends to overestimate the required strength for wide stopes and underestimate the required strength for narrow stopes. For a given stope width, the Pakalnis et al. (2005) solution generally underestimates the required strength of the sill mats if the sill mat thickness exceeds 3 m and the mine depth is larger than 400 m. More results along with the limitations of this study are presented and discussed.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE.....	III
REMERCIEMENTS	IV
RÉSUMÉ.....	V
ABSTRACT	VII
TABLE DES MATIÈRES	IX
LISTE DES TABLEAUX.....	XIV
LISTE DES FIGURES.....	XV
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS	XXIII
LISTE DES ANNEXES	XXVIII
CHAPITRE 1 INTRODUCTION.....	1
CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE	4
2.1 Méthodes de minage avec remblai	4
2.1.1 Chambres ouvertes	5
2.1.2 Chambres soutenues	7
2.1.2.1 Coupe et remblai ascendant.....	8
2.1.2.2 Coupe et remblai descendant.....	11
2.1.2.3 Synthèse des tâches dans la conception des chantiers remblayés	13
2.2 Méthode Mathews-Potvin pour l'analyse de la stabilité des ouvertures souterraines....	14
2.3 Remblais miniers.....	24
2.3.1 Remblai rocheux	25
2.3.2 Remblai hydraulique	27
2.3.3 Remblai en pâte	30
2.4 Critères de rupture pour les remblais miniers	34

2.4.1	Critère de Coulomb	34
2.4.2	Critère de Hoek et Brown.....	36
2.4.3	Critère MSDP _u	37
2.5	Analyse de contraintes dans un chantier remblayé	40
2.5.1	Contraintes dans un chantier remblayé isolé.....	40
2.5.1.1	Solution analytique de Marston (1930).....	40
2.5.1.2	Solution analytique de Terzaghi (1943)	41
2.5.1.3	Solution analytique de Blight (1984)	41
2.5.1.4	Solution analytique de Marcinyshin (1996)	43
2.5.1.5	Solution analytique de Caceres (2005).....	44
2.5.1.6	Solution analytique de Ting et al. (2011).....	45
2.5.1.7	Solution analytique de Jahanbakhshzadeh (2017)	46
2.5.1.8	Solution analytique de Li et al. (2005).....	48
2.5.1.9	Solution analytique de Li et Aubertin (2009a) sur la contrainte normale effective en modèle 2D	49
2.5.1.10	Solution analytique de Li et Aubertin (2009b) sur la contrainte normale effective en modèle 3D	50
2.5.1.11	Solution analytique de Li et Aubertin (2010) en considérant une contrainte verticale non-uniforme	52
2.5.2	Contraintes dans un chantier remblayé en considérant des excavations avoisinantes 54	
2.5.2.1	Simulations numériques de Falaknaz et al. (2015a, b, c).....	54
2.5.2.2	Simulations numériques de Sobhi et Li (2017).....	55
2.5.3	Analyses numériques sur la distribution des contraintes dans un chantier remblayé en considérant des interfaces entre les remblais et les épontes rocheuses	57

2.5.3.1	Considération des interfaces planaires entre le massif rocheux et le remblai (Liu et al. 2016a).....	57
2.5.3.2	Considération des interfaces non-planaires entre le massif rocheux et le remblai (Liu et al. 2016b).....	58
2.6	Détermination de la résistance minimum nécessaire des remblais cimentés	60
2.6.1	Solutions pour estimer la résistance nécessaire des remblais exposés latéralement ..	60
2.6.1.1	Solutions analytiques de Mitchell (1991).....	60
2.6.1.2	Solution analytique de Zou et Nadarajah (2006)	62
2.6.1.3	Solution analytique de Dirige et al. (2009)	64
2.6.1.4	Solution analytique (MM) de Li et Aubertin (2012).....	66
2.6.1.5	Solution analytique généralisée (GM) de Li (2013).....	67
2.6.1.6	Solution analytique de Li (2014) pour un remblai avec bouchon	69
2.6.1.7	Solution analytique de Li et Aubertin (2014).....	72
2.6.1.8	Solutions numériques de Liu et al. (2016c).....	76
2.6.1.9	Solution analytique de Yang et al. (2017).....	78
2.6.1.10	Simulations numériques de Liu et al. (2018)	81
2.6.2	Solutions pour estimer la résistance nécessaire d'un remblai exposé à la base	83
2.6.2.1	Modèle de Mitchell (1991).....	83
2.6.2.2	Modèle de Stone (1993)	88
2.6.2.3	Travaux de Pakalnis et al. (2005).....	90
2.6.2.4	Simulations numériques de Brummer et al. (2003).....	91
2.6.2.5	Simulations numériques de Tesarik et al. (2007).....	93
2.6.2.6	Simulations numériques de Oulbacha (2014)	93
2.6.2.7	Travaux expérimentaux et numériques de Hughes (2014).....	94

2.6.2.7.1	Solution analytique d'analyse de la stabilité des piliers en considérant la convergence des épontes	95
2.6.2.7.2	Solutions analytiques pour les modes de ruptures des piliers en remblai cimenté	97
2.6.2.7.3	Abaques de stabilité.....	98
2.6.2.7.4	Limitations des travaux de Hughes (2014).....	102
CHAPITRE 3 ARTICLE 1: AN EMPIRICAL ANALYTICAL SOLUTION FOR ESTIMATING THE ELASTIC STRESSES AROUND TYPICAL MINE STOPE WALLS FOR THE MATHEWS-POTVIN STABILITY ANALYSIS		
3.1	Introduction	105
3.2	The Mathews-Potvin method	107
3.3	Numerical modeling of the elastic stresses around typical stope walls	110
3.4	Proposed analytical solutions	114
3.4.1	Formulation	114
3.4.2	Validation	117
3.4.3	Discussion	119
3.5	Conclusions	121
CHAPITRE 4 ARTICLE 2: NUMERICAL INVESTIGATION OF THE STABILITY OF A SILL MAT EXPOSED AT THE BASE		
4.1	Introduction	127
4.2	Numerical model	128
4.2.1	Model configuration	128
4.2.2	Instability indicator of the sill mat	133
4.3	Numerical results.....	137
4.3.1	Effect of the stope geometry	137

4.3.2	Sill mat	141
4.3.3	Effect of the rock mass	142
4.3.4	Height of the uncemented backfill	143
4.4	Discussion	144
4.4.1	Comparisons with the abacus of Pakalnis et al. (2005).....	145
4.4.2	Comparisons between numerical models and laboratory results	146
4.4.3	Limitations	150
4.5	Conclusions	151
CHAPITRE 5	DISCUSSIONS	156
CHAPITRE 6	CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS	161
6.1	Conclusions	161
6.2	Recommandations	163
BIBLIOGRAPHIE	168
ANNEXES	187

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1: Tâches dans la conception des chantiers remblayés.....	13
Tableau 2.2: Définition des paramètres K_i et α_i et leurs valeurs respectives (Li et al. 2005).....	49
Tableau 2.3: Détermination des paramètres K_{im} , α_{im} , K_{isat} et α_{isat} et leurs valeurs (adaptée de Li et Aubertin 2009b).	52
Table 3.1: Program of numerical simulations conducted to calculate critical tangential stresses around mine stopes.....	111
Table 4.1: Characteristics of the different simulations cases (with $E = 250$ MPa, $\mu = 0.3$, $\phi = 25^\circ$, $c = 0$ kPa and $\gamma = 18$ kN/m ³ for the uncemented backfill, $\gamma_s = 19$ kN/m ³ , $\mu_s = 0.3$ and $\phi_s = 30^\circ$ for the cemented sill mat, $\gamma_r = 27$ kN/m ³ , $\mu_r = 0.2$, $m_i = 33$, $GSI = 80$ and $D = 0$ for the rock mass).....	132
Table 4.2: Characteristics of the centrifuge model tests, performed by Mitchell (1991), reproduced numerically with PLAXIS 2D.....	148

LISTE DES FIGURES

Figure 2.1: Classification des méthodes de minages pour mines souterraines (adaptée de Hustrulid et Bullock 2001).	5
Figure 2.2: Plan de remblayage et de la récupération des piliers de la mine Buick (tirée de Tesarik et al. 2009).	6
Figure 2.3: Séquence de minage et remblayage pour la méthode VCR : (a) chantier primaire; (b) chantier secondaire (tirée de Darling 2011).	7
Figure 2.4: Méthode « coupe et remblai ascendant »: (a) abattage au toit; (tirée de Hartman 1992) (b) abattage à la poitrine (tirée de Darling 2011).	9
Figure 2.5: Méthode « coupe et remblai ascendant » pour gisements larges : (a) galerie et remblai ascendant; (b) coupe et remblai avec pilier de poteaux (tirée de Darling 2011).	10
Figure 2.6: Méthode Avoca : (a) avec remblai non-cimenté; (b) avec remblai cimenté (tirée de Darling 2011).	11
Figure 2.7: Méthodes de minage « coupe et remblai descendant » (tirée de Williams et al. 2007).	12
Figure 2.8: Méthode de minage « galerie et remblai descendant » (tirée de Darling 2011).	12
Figure 2.9: Abaque de la méthode Mathews-Potvin (tiré de Suorineni 2010).	14
Figure 2.10: Détermination du facteur A, tirée de Potvin (1988).	16
Figure 2.11: Détermination du facteur d'ajustement de l'effet du joint critique B (adaptée de Potvin 1988).	17
Figure 2.12: Détermination du facteur C : (a) en fonction de l'inclinaison de la surface étudiée pour des ruptures par gravité (tiré de Potvin et Hadjigeorgiou 2001); (b) en fonction de l'inclinaison du joint critique pour des ruptures en glissement (tirée de Hutchinson et Diederichs et al. 1996).	18
Figure 2.13: Modification pour déterminer le facteur C par Hadjigeorgiou et al. (1995) pour la rupture en glissement (tirée de Hadjigeorgiou et al. 1995).	18
Figure 2.14: Abaque de stabilité de Mathews et al. (1981), adaptée de Mathews et al. (1981). ...	19

Figure 2.15: Une version modifiée de l'abaque de Mathews et al. 1981 (tirée de Potvin 1988)...	20
Figure 2.16: Une version de l'abaque de Mathews-Potvin (tirée de Nickson 1992).	21
Figure 2.17: Une version de l'abaque de Mathews-Potvin (tirée de Mawdesley et al. 2001).	22
Figure 2.18: Répartition des remblais miniers utilisés dans les mines canadiennes (tirée de De Souza et al. 2001).	25
Figure 2.19: Illustration des étapes de la préparation du remblai hydraulique (tirée de Hassani et Bois 1992).	28
Figure 2.20: Courbe de granulométrie typique des résidus employés pour fabriquer du remblai hydraulique dans des mines en Australie (tirée de Rankine et al. 2006).	29
Figure 2.21: Granulométries typiques des résidus miniers provenant des mines de roche dure au Québec (tirée de Bussière 2007).	31
Figure 2.22: Schéma des composantes d'un remblai en pâte cimenté (adaptée de Benzaazoua et al. 2002 et tirée de Belem et Benzaazoua 2008).	31
Figure 2.23: Illustration des configurations possibles de distribution du remblai (tirée de Khaldoun et al. 2016).....	33
Figure 2.24: Illustration de l'enveloppe de rupture du critère de Coulomb : (a) dans le plan de Mohr; (b) dans le plan des contraintes principales.....	35
Figure 2.25: Illustration de l'enveloppe du critère de rupture de Hoek-Brown dans le plan des contraintes principales (adaptée de Hoek et al. 2002).....	37
Figure 2.26: Illustration de l'enveloppe de rupture du critère MSDPu sur le plan $I_1 - J_2$ pour différentes valeurs de la cote RMR (tirée de Aubertin et al. 2000).	39
Figure 2.27: Illustration des contraintes agissant sur un chantier incliné et remblayé (tirée de Blight 1984).....	42
Figure 2.28: Représentation du modèle de MATSS basée sur la théorie de Terzaghi (1948) (tirée de Marcinyshyn 1996).....	43
Figure 2.29: Variation du coefficient de pression des terres lors du cycle de minage (tirée de Marcinyshyn 1996).	44

Figure 2.30: Illustration des contraintes agissant sur un chantier incliné et remblayé (tirée de Jahanbakhshzadeh et al. 2017).	47
Figure 2.31: Illustration d'un modèle 3D d'un chantier remblayé de Li et al. (2005).	48
Figure 2.32: Illustration des contraintes agissant sur un segment du remblai partiellement submergé (tirée de Li et Aubertin 2009a).	50
Figure 2.33: Illustration des contraintes agissant sur un segment du remblai partiellement submergé comprenant également une surcharge sur le remblai (tirée de Li et Aubertin 2009b).	51
Figure 2.34: Iso-contours des contraintes induites après le remblayage du deuxième chantier : (a) contraintes latérale σ_{xx} ; (b) contraintes verticales σ_{yy} (tirée de Falaknaz et al. 2015a).	54
Figure 2.35: Modèle physique d'un remblai non-cimenté au-dessus d'un pilier-semelle avec la présence d'une excavation sous le pilier-semelle (tirée de Sobhi et Li 2017).	57
Figure 2.36: Modèle physique d'un chantier vertical remblayé ayant des interfaces non-planaires entre le massif rocheux et le remblai (tirée de Liu et al. 2016b).	59
Figure 2.37: Bloc confiné de Mitchell et al. (1982).	61
Figure 2.38: Modèle du bloc de confiné avec une surcharge appliquée (tirée de Zou et Nadarajah 2006).	63
Figure 2.39: Modèle d'un bloc confiné de remblai (tirée de Dirige et al. 2009).	64
Figure 2.40: Chantier large et petit (LAR) remblayé avec des fissures de tension (tirée de Li 2014a).	68
Figure 2.41: Illustration du modèle de Li (2014b) lorsque a) le plan de glissement se situe au sein du bouchon et b) le plan de glissement traverse la surface supérieure du bouchon (tirée de Li et al. 2014b).	70
Figure 2.42: Modèle du bloc confiné de Mitchell et al. (1982) repris par Li et Aubertin (2014) représentant un chantier haut et étroit (tirée de Li et Aubertin 2014).	73
Figure 2.43: Représentation des forces agissant sur la partie supérieure du bloc confiné (tirée de Li et Aubertin 2014).	74

Figure 2.44: Représentation des forces agissant sur la partie inférieure du bloc confiné (tirée de Li et Aubertin 2014).	74
Figure 2.45: Modèle de la boîte confinée utilisée par Mitchell et al. (1982) : (a) modèle physique de la boîte confinée; (b) modèle numérique de la boîte confinée sans remblai; (c) modèle numérique de la boîte confinée avec un remblai cimenté et exposé (tirée de Liu et al. 2016).	77
Figure 2.46: Reproduction des résultats expérimentaux de Mitchell et al. (1982) en considérant les remblais : (a) en conditions drainée; (b) non-drainées (tirée de Liu et al. 2016).	78
Figure 2.47: Illustration du mode de rupture proposé d'un remblai cimenté exposé (tirée de Yang et al. 2017).	79
Figure 2.48: Illustration du modèle de remblai cimenté avec la face frontale exposée et la face arrière soumise à une pression (tirée de Liu et al. 2018).	81
Figure 2.49: Illustration d'un pilier-semelle avec les modes de rupture potentiels, les contraintes et les résistances (adaptée de Mitchell 1991).	84
Figure 2.50: Illustration des modes de rupture de Mitchell (tirée de Pakalnis et al. 2005).	85
Figure 2.51: Illustration de la rupture par rotation en considérant la résistance au cisaillement entre l'éponte supérieure et le pilier-semelle (tirée de Caceres 2005).	87
Figure 2.52: Abaque de stabilité pour l'épaisseur maximale d'un remblai cimenté exposé à la face pour un FS d'au moins 2 (tirée de Stone 1993).	88
Figure 2.53: Abaque de stabilité pour un pilier en minerais avec des parois verticales et exposé à la base pour un FS d'au moins 2 (tirée de Stone 1993).	89
Figure 2.54: Abaque de stabilité pour un remblai cimenté avec une face verticale exposée qui retient un chantier adjacent remblayé pour un FS d'au moins 2 (tirée de Stone 1993).	90
Figure 2.55: Abaque pour déterminer la résistance nécessaire en termes d' <i>UCS</i> en fonction de la portée minimale pour différentes épaisseurs des piliers-semelles en considérant un facteur de sécurité de FS = 2 et une surcharge appliquée dessus (adaptée de Pakalnis et al. 2005).	91
Figure 2.56: Cohésion nécessaire du pilier-semelle selon une largeur de chantier pour une inclinaison de chantier de 60° (tirée de Brummer et al. 2003).	92

Figure 2.57: Cohésion nécessaire du pilier-semelle selon une largeur de chantier pour une inclinaison de chantier de 80° (tirée de Brummer et al. 2003).....	92
Figure 2.58: Illustration (a) d'un chantier remblayé avec deux couches successives de remblai cimenté et (b) et après l'excavation d'une troisième coupe de minéral.	96
Figure 2.59: Résistance nécessaire du pilier-semelle en fonction de la portée de chantier pour un régime de contrainte bas pour différentes valeurs du module de Young du remblai (tirée de Hughes 2014).	99
Figure 2.60: Résistance nécessaire du pilier-semelle en fonction de la portée de chantier pour un régime de contrainte moyen pour différentes valeurs du module de Young du remblai (tirée de Hughes 2014).....	100
Figure 2.61: Résistance nécessaire du pilier-semelle en fonction de la portée de chantier pour un régime de contrainte élevé pour différentes valeurs du module de Young du remblai (tirée de Hughes 2014).	100
Figure 3.1: Mathews-Potvin method: (a) determination of the rock stress factor, A (after Potvin 1988); (b) determination of the orientation factor, B (after Potvin 1988); (c) determination of the gravity factor, C (after Potvin and Hadjigeorgiou 2001); and (d) standard stability graph (after Suorineni 2010).	109
Figure 3.2: Schematic presentation of a typical mine stope.....	110
Figure 3.3: (a) A numerical model constructed with Plaxis 2D for a typical mine stope; and (b) an enlarged view of the stope with finer meshes.	112
Figure 3.4: Iso-contours of the (a) minor (σ_3) and (b) major (σ_1) principal stresses around a stope with $H/W = 2$ and $\beta = 75^\circ$ by applying a natural in situ stress state of $\sigma_v = 30$ MPa and $\sigma_h = 0$ MPa in Plaxis 2D (with $\sigma_v = -30$ MPa and $\sigma_h = 0$ MPa as inputs of Plaxis 2D).	113
Figure 3.5: Iso-contours of σ_1 (a) and σ_3 (b) principal stresses around the stope with $H/W = 2$ and $\beta = 75^\circ$ by applying a natural in situ stress state of $\sigma_v = 0$ MPa and $\sigma_h = 30$ MPa in Plaxis 2D (with $\sigma_v = 0$ MPa and $\sigma_h = -30$ MPa as inputs of Plaxis 2D).....	114
Figure 3.6: Variation of the critical induced tangential stresses at the roof center and at mid-height of the wall, respectively normalized by the applied horizontal (σ_h) and vertical (σ_v) in situ	

stresses as a function of the H/W ratio for different slope inclination angles: (a) $\beta = 90^\circ$; (b) $\beta = 75^\circ$; (c) $\beta = 60^\circ$; and (d) $\beta = 45^\circ$ 116

Figure 3.7: Variation of the induced tangential stresses, obtained by numerical modeling with Plaxis 2D and predicted by the proposed analytical solution (Eqs. 3.5 to 3.10) around the stopes as a function of the H/W ratio submitted to an isotropic in-situ stress of 30 MPa (compression) with different slope wall inclination angles (β) of (a) 90° ; (b) 75° ; (c) 60° ; and (d) 45° 118

Figure 3.8: Variation of the induced tangential stresses around the stopes opening as a function of the slope wall inclination angle β , obtained by numerical modeling and predicted by the proposed analytical solution by considering: (a) $\sigma_v = 25$ MPa (compression), $\sigma_h = 40$ MPa (compression), $H/W = 0.85$; (b) $\sigma_v = 25$ MPa, $\sigma_h = 40$ MPa, $H/W = 2.5$; (c) $\sigma_v = 10$ MPa, $\sigma_h = 60$ MPa, $H/W = 0.85$; (d) $\sigma_v = 10$ MPa, $\sigma_h = 60$ MPa, $H/W = 2.5$; (e) $\sigma_v = 25$ MPa, $\sigma_h = 40$ MPa, $H/W = 5$; and (f) $\sigma_v = 30$ MPa, $\sigma_h = 60$ MPa, $H/W = 5$ 119

Figure 4.1: Schematic view of an undercut below the sill mat overlain by an overlying uncemented backfill. 129

Figure. 4.2. Numerical models of (a) a vertical and (b) an inclined slope - sill mat system built with Plaxis 2D. 130

Figure 4.3. The sequence of excavation and backfilling for the numerical simulations conducted with Plaxis 2D. 132

Figure 4.4: Variation of the vertical displacements at the bottom center of the sill mat as a function of its cohesion c_s upon base exposure for the reference model (Table 1, Case 0 with $z = 300$ m). 134

Figure 4.5: Iso-contours of total displacements of the stope-sill mat system after removing the underlying stope in the reference model (Table 1, Case 0 with $z = 300$ m): (a) with a sill mat cohesion of $c_s = 2000$ kPa; (b) with a sill mat cohesion of $c_s = 72$ kPa. 135

Figure 4.6: Propagation of the plasticity points through the sill mat for a variation of the critical cohesion c_s from (a) 2000 kPa; (b) 500 kPa; (c) 400 kPa and (d) 72 kPa for the sill mat located at a depth of $z = 300$ m for the reference case (Case 0 in Table 1). 136

- Figure 4.7: Variation of the critical cohesion c_s of the sill mat as a function of the mine depths z for different stope inclination angles β (Case 1 in Table 1)..... 137
- Figure 4.8: Vectors and iso-contours of total displacement of the stope-sill mat system (at failure) located at $z = 300$ m for different stope inclination angles: (a) $\beta = 90^\circ$; (b) $\beta = 75^\circ$; (c) $\beta = 60^\circ$; (d) $\beta = 45^\circ$ (Case 1 in Table 1)..... 138
- Figure 4.9: States of the sill mats located at $z = 300$ m at critical cohesion c_s for different stope inclination angles: (a) $\beta = 90^\circ$; (b) $\beta = 75^\circ$; (c) $\beta = 60^\circ$; (d) $\beta = 45^\circ$ 139
- Figure 4.10: Variation of the critical cohesion c_s of the sill mat as a function of the mine depth for different stope widths W (Case 2 in Table 1). 139
- Figure 4.11: Iso-contours of total displacement of the sill mats at critical cohesion located at $z = 300$ m for stope width (not in scale): (a) $W = 4$ m; (b) $W = 8$ m; (c) $W = 10$ m; (d) $W = 12$ m; other parameters given in Table 1, Case 2. 140
- Figure 4.12: State of yield state of the sill mat with the critical cohesion at a mine depth of $z = 300$ m: (a) $W = 4$ m, c; (b) $W = 8$ m; (c) $W = 10$ m; (d) $W = 12$ m; other parameters given in Table 1, Case 2. 141
- Figure 4.13: Variation of the minimum required cohesion of the sill mat as a function of the mine depth by considering: (a) different sill mat thicknesses e (more details given in Table 1, Case 3); (b) different Young's modulus E_s (Case 4 in Table 1). 142
- Figure 4.14: Variation of the critical cohesion of the cemented backfilled sill mat at different depths by considering different rock mass properties: (a) for different Young's modulus E_r (Case 5 in Table 1); (b) for different rock pressure coefficients K_r (Case 6 in Table 1)..... 143
- Figure 4.15: Variation of the minimum required cohesion of the sill mat as a function of the mine depths for different height of the backfill H (more details given in Table 1, Case 8). 144
- Figure 4.16: Comparisons between numerical results obtained with Plaxis 2D and curves of Pakalnis et al. (2005) in terms of required UCS implying a FS = 2: (a) for a 3 m thick sill having different widths W ; (b) for sill mats having a span of 6 m. Calculations made with $\phi_s = 30^\circ$ and with the critical cohesion values found in Figures 4.10 and 4.13a..... 146

Figure 4.17: Photos of two centrifuge model tests after the rupture of the sill mats: (a) model test C2; (b) model test C3 (taken from Mitchell 1991).....	147
Figure 4.18: Variation of displacements with the increase of the scale factor λ for the model test C3.	149
Figure 4.19: Yield states of the sill mat and the overlying uncemented backfill obtained from numerical simulations for (a) model C2 and (b) model C3 (see Tableau 4.2 for details)....	150

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

a	Accélération de la centrifugeuse (m/s^2)
A	Facteur de contrainte de Mathews-Potvin
α	Angle du plan de glissement du bloc de remblai par rapport à l'horizontal ($^\circ$)
B	Facteur de l'influence des joints critiques de Mathews-Potvin
B'	Facteur représentant l'état géostatique du remblai
β	Angle d'inclinaison du chantier ($^\circ$)
C	Facteur de l'influence de la gravité de Mathews-Potvin
c	Cohésion du sol ou d'un remblai (kPa)
c_i	Cohésion à l'interface entre le remblai et les parois rocheuses (kPa)
c_{if}	Cohésion à l'interface entre la couche supérieure de remblai et les murs latéraux (kPa)
c_p	Cohésion minimale requise du bouchon de remblai (kPa)
c_s	Cohésion du pilier-semelle (kPa)
C_0	Résistance en compression uniaxiale (MPa)
d	Épaisseur (m) de la couche de remblai cimenté (Mitchell et al. 1991)
D	Paramètre pour le critère de rupture de Hoek et Brown (1980)
DF_{sat}	Coefficient de distribution des contraintes dans le chantier
δ	Angle de frottement à l'interface entre les murs et le remblai ($^\circ$)
δ_m	Angle de frottement à l'interface entre le remblai humide et l'éponte rocheuse ($^\circ$)
δ_{sat}	Angle de frottement à l'interface entre le remblai saturé et l'éponte rocheuse ($^\circ$)
$\Delta_w \text{ stope}$	Convergence des épontes rocheuses (m)
e	Épaisseur du pilier-semelle (m)
E	Module de Young du remblai non-cimenté (GPa)

E_s	Module de Young du remblai cimenté (GPa)
E_r	Module de Young de la masse rocheuse (GPa)
$ELOS$	Équivalent linéaire de bris hors-profil/éboulement
FLAC	Fast Lagrangian Analysis of Continua
FS	Facteur de sécurité
ϕ_m	Angle de frottement interne du remblai humide (°)
ϕ_r	Angle de frottement interne de la roche (°)
ϕ_s	Angle de frottement interne du pilier-semelle (°)
g	Accélération gravitationnelle (m/s ²)
GSI	Indice géologique (Geological Strength Index)
GM	Modèle généralisé de Li (2014a)
γ	Poids volumique du sol ou d'un remblai (kN/m ³)
γ_m	Poids volumique du remblai humide (kN/m ³)
γ_p	Poids volumique du bouchon de remblai (kN/m ³)
γ_r	Poids volumique de la roche (kN/m ³)
γ_s	Poids volumique du pilier-semelle (kN/m ³)
γ_{sub}	Poids volumique du remblai saturé (kN/m ³)
h	Profondeur d'un point à partir de la surface d'un sol ou d'un remblai (m)
H	Hauteur du remblai non-cimenté (m)
H^*	Hauteur équivalente du bloc de remblai (m)
HAR	Chantier à haut ratio (High Aspect Ratio)
H_b	Hauteur totale d'un remblai dans un chantier (m)
H_m	Hauteur du remblai humide dans un chantier humide (m)
H_p	Hauteur du bouchon de remblai (m)

H_s	Hauteur du plan de glissement (m)
H_t	Profondeur des fissures de tension dans le remblai exposé (m)
I_1	Premier invariant de contraintes
J_2	Deuxième invariant des déviateurs de contraintes
J_a	Indice d'altération des discontinuités
J_n	Paramètre de fissuration
J_r	Indice de rugosité de la surface des joints
J_w	Paramètre hydraulique
k	Conductivité hydraulique (m/s)
k_{sat}	Conductivité hydraulique saturée (m/s)
K	Coefficient de pression des terres
K_0	Coefficient de pression des terres au repos
K_a	Coefficient de pression des terres actif de Rankine
K_β	Coefficient de pression des terres de Jahanbakhshzadeh (2017)
K_p	Coefficient de pression des terres passif
K_r	Coefficient de pression des terres de la roche ou taux de réaction
K_s	Coefficient de pression des terres effectif
L	Longueur ou largeur d'un chantier (m)
LAR	Chantier à bas ratio (Low Aspect Ratio)
MATSS	Marcinshyn's Theory Arching Theory Summation Series
m_i	Paramètre pour le critère de rupture de Hoek et Brown (1980)
MM	Modèle modifié de Li et Aubertin (2012)
MSDP _u	Critère de rupture (Aubertin et al. 1999, 2000; Li et al. 2017)
NGI	Norwegian Geotechnical Institute

N'	Indice de stabilité
N_i	Force normale à l'interface entre le remblai et l'éponte rocheuse
q	Surcharge appliquée sur un remblai (kPa)
μ	Coefficient de Poisson du sol ou d'un remblai
μ_s	Coefficient de Poisson du pilier-semelle
μ_r	Coefficient de Poisson de la roche
ψ	Angle de dilatance du sol ou d'un remblai (°)
ψ_r	Angle de dilatance de la roche (°)
S_i	Force de cisaillement à l'interface entre le remblai et l'éponte rocheuse (kPa)
σ_1	Contrainte principale majeure (kPa)
σ_2	Contrainte principale intermédiaire (kPa)
σ_3	Contrainte principale mineure (kPa)
σ_c	Contrainte de confinement des épontes rocheuses (kPa)
σ_{ci}	Résistance en compression uniaxiale de la roche intacte (MPa)
σ_h	Contrainte horizontale (kPa)
σ_n	Contrainte normale (kPa)
σ_t	Résistance en traction (kPa)
σ_v	Contrainte verticale (kPa)
σ_{xx}	Contrainte horizontale interne dans le pilier-semelle (kPa)
σ_{yy}	Contrainte verticale interne dans le pilier-semelle (kPa)
RH	Rayon hydraulique
RQD	Indice de la qualité de la roche (Rock Quality Designation)
r_a	Ratio d'adhérence entre le mur arrière et le remblai
r_{if}	Ratio d'adhérence entre la couche supérieure de remblai et les murs latéraux

r_p	Ratio d'adhérence entre le bouchon de remblai et la couche de remblai sus-jacent
r_s	Ratio d'adhérence entre les murs latéraux et le remblai
RMR	Indice géologique (Rock Mass Rating)
SRF	Paramètre de réduction relatif aux contraintes
τ	Résistance au cisaillement (kPa)
θ	Angle de Lode (°)
T_0	Résistance en traction simple (MPa)
UCS	Résistance en compression uniaxiale (MPa)
VAR	Variable
VCR	Variante de la méthode de minage sous-niveaux abattus (Vertical Crater Retreat)
W	Largeur d'un chantier ou du pilier-semelle (m)
W_e	Largeur équivalente d'un bloc de remblai (m)
W_r	Poids du remblai ou du pilier-semelle (kN/m ³)
X	Facteur de contraintes induites au toit d'une ouverture (Hoek et Brown 1980)
Y	Facteur de contraintes induites aux épontes d'une ouverture (Hoek et Brown 1980)
z	Profondeur du chantier ou dans le remblai (m)

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE A – VALIDATION DU CODE PLAXIS 2D 2017	187
ANNEXE B – VÉRIFICATIONS DES SOLUTIONS NUMÉRIQUES DE HOEK ET BROWN (1980)	254
ANNEXE C – RÉSULTATS DES DISTRIBUTIONS DE CONTRAINTES ET DÉPLACEMENTS LE LONG DE L'AXE CENTRAL DU PILIER-SEMELLE	263
ANNEXE D – RÉSULTATS DES ÉTATS DE PLASTICITÉ ET DES ISO-CONTOURS DE DÉPLACEMENT DANS LE PILIER-SEMELLE	292

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

L'industrie minière est un secteur important pour le Canada. Avec le développement des équipements miniers et la compétition internationale de plus en plus féroce, les mines ont tendance à utiliser des équipements de plus en plus performants, puissants et larges. Cela exige des ouvertures souterraines de plus en plus grandes. L'une des premières tâches de l'ingénieur des mines est de déterminer la dimension maximale des ouvertures souterraines, qui dépendent des conditions géomécaniques. Dans la phase préliminaire d'un projet minier, cette tâche est souvent réalisée à l'aide de la méthode Mathews-Potvin qui exige la connaissance de la qualité des massifs rocheux, des conditions des joints et des contraintes induites autour des chantiers. Sachant que la méthode Mathews-Potvin est une méthode empirique, une estimation des contraintes induites autour des chantiers n'est pas nécessaire. Or, il n'y a aucune solution disponible pour permettre d'évaluer les contraintes autour des chantiers typiques, même d'une façon très approximative. Des modélisations numériques sont réalisées pour obtenir les contraintes induites autour des excavations projetées. Cela limite largement l'application de la méthode Mathews-Potvin puisque que la modélisation numérique exige la disponibilité des ressources informatiques et de la personne qualifiée. À l'heure actuelle, la limitation en ressources informatiques n'est plus un problème majeur. Cependant, la compétence en modélisation numérique requiert une formation longue du personnel. Certains pensent que la méthode Mathews-Potvin n'est pas utile puisqu'elle exige en tout cas la modélisation numérique et on pourrait faire les analyses de stabilité des ouvertures directement sans passer par la méthode Mathews-Potvin. Ce point de vue a négligé le fait que la méthode Mathews-Potvin a été établie à partir de beaucoup de cas d'études (i.e. observation sur des ouvertures stables et des ouvertures en rupture). Son application nécessite uniquement une estimation des contraintes élastiques induites autour d'une seule ouverture alors que l'analyse des stabilités des chantiers par des modélisations numériques exigent souvent des calibrations pour trouver des paramètres manquants. C'est une tâche impossible dans la phase préliminaire des projets miniers où on a seulement des informations géologiques et géomécaniques à partir des forages d'exploration. Or si l'on a une solution qui permet d'estimer les contraintes élastiques induites autour des chantiers, la méthode Mathews-Potvin peut être utilisée sans passer par des modélisations numériques. C'est l'objectif de la première partie du mémoire.

Dans un deuxième temps, on constate que pratiquement toutes les mines modernes utilisent le remblayage des chantiers souterrains comme un mode de gestion intégrée des rejets miniers, qui sont traditionnellement déposés en surface et constituent des risques importants pour l'environnement et la santé et la sécurité du public lors des instabilités géochimiques ou géotechniques. Lorsqu'une partie de ces rejets miniers est renvoyée sous terre sous forme de remblais, la quantité des résidus miniers déposés en surface est réduite, menant à une amélioration de l'environnement des sites miniers. D'ailleurs, le remblayage des chantiers avec des remblais cimentés permet de réduire la dilution de minerai et d'augmenter la récupération des piliers en minerai. Cela à son tour permet de prolonger la durée de vie de la mine et assurer une meilleure stabilité des emplois. Il n'est pas surprenant que le remblayage des chantiers soit considéré comme une solution pour le développement durable de l'industrie minière.

Lorsque le remblai est utilisé pour récupérer des piliers en minerai, une tâche importante est de déterminer la résistance nécessaire du remblai cimenté pour s'assurer qu'il reste stable lorsqu'il est exposé latéralement ou à la base en raison de l'exploitation avoisinante. Pour le cas d'un remblai exposé latéralement, plusieurs solutions analytiques sont disponibles. Pour le cas d'un remblai exposé à la base, Mitchell a proposé des solutions analytiques en considérant différents types de ruptures d'un pilier-semelle. Les solutions sont difficiles à appliquer puisque la résistance au cisaillement le long des parois rocheuses et la contrainte normale aux parois rocheuses (σ_n) restent des inconnues. En plus, le modèle a considéré des épontes rigides et négligé l'effet de la convergence des parois sur les contraintes dans les remblais. Or des résultats numériques récents ont montré que les contraintes dans les remblais augmentent considérablement lors de l'exploitation du chantier sous-jacent. Plus de recherches sont nécessaires pour mieux comprendre la stabilité des piliers-semelles et estimer la résistance nécessaire des piliers-semelles en remblai cimenté. C'est l'objectif de la deuxième partie du mémoire.

En résumé, le premier objectif de ce projet de recherche est d'évaluer numériquement l'état des contraintes induites autour des chantiers et de formuler des solutions analytiques empiriques qui permettent d'estimer les contraintes induites aux endroits critiques autour des chantiers et d'appliquer la méthode Mathews-Potvin pour l'analyse de la stabilité des chantiers ou pour le dimensionnement des chantiers dans une phase préliminaire d'un projet minier. Les solutions

empiriques tiennent compte des contraintes naturelles (profondeur des mines), des dimensions des chantiers ainsi que de l'inclinaison des chantiers. Le deuxième objectif est d'obtenir une solution en graphique sur la résistance nécessaire des piliers-semelles en remblai cimenté. Les effets de la profondeur du chantier, des propriétés des remblais et du massif rocheux et des dimensions des piliers-semelles seront étudiés.

Ce mémoire est structuré en six chapitres. Le premier (présent) chapitre présente une brève introduction sur les problématiques étudiées de ce projet de recherche. Une revue de littérature est donnée au chapitre 2 sur les méthodes de minage souterrain avec remblai, le dimensionnement des ouvertures à l'aide de la méthode Mathews-Potvin, les types de remblais miniers, les critères de rupture pour les remblais miniers, l'analyse des contraintes dans un chantier remblayé et la détermination de la résistance minimum nécessaire des remblais cimentés. Le troisième chapitre est un article de revue soumis sur l'estimation des contraintes induites autour des chantiers miniers. Le quatrième chapitre est un article de revue soumis sur l'estimation de la résistance nécessaire des piliers-semelles en remblai cimenté exposés à la base. Une discussion sur les résultats des deux articles est présentée au chapitre 5. Finalement, le sixième chapitre présente les conclusions de ce projet de recherche et quelques recommandations pour la suite des travaux.

CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE

2.1 Méthodes de minage avec remblai

Plusieurs méthodes de minage sont couramment utilisées dans l'industrie minière pour extraire le minerai. Elles peuvent être regroupées en deux grandes catégories : exploitation à ciel ouvert et extraction en souterrain.

Les méthodes de minage à ciel ouvert comprennent principalement la méthode par fosses emboîtées et la méthode d'exploitation par tranches successives. La première est utilisée pour des gisements en forme d'amas ou de filon tandis que la deuxième est utilisée pour des gisements subhorizontaux ou tabulaires (Darling 2011). Quand les opérations de minage sont terminées, les fosses sont généralement laissées tel quel sans aucune restauration. Une tendance en voie d'apparaître est de remblayer les fosses par des résidus miniers et des roches stériles comme une gestion intégrée des rejets miniers et du plan de fermeture et de restauration du site minier. C'est le cas de la mine Westwood de la compagnie IAMGOLD, où les fosses de l'ancienne mine Doyon sont en train d'être remblayées par la co-disposition des roches stériles et des résidus miniers.

Traditionnellement, les méthodes de minage souterrain comprennent les méthodes avec chambres ouvertes, les méthodes avec chambres soutenues et les méthodes avec chambres foudroyées, telles qu'illustrées par la figure 2.1. De nouveaux classements des méthodes de minage souterrain ont été proposés, incluant notamment celui de SME (Darling 2011) et de Brady et Brown (2013). Dans ce qui suit, les méthodes de minage souterrain en lien avec l'application du remblayage sont brièvement décrites, incluant notamment les méthodes par chambres ouvertes et les méthodes par chambres soutenues.

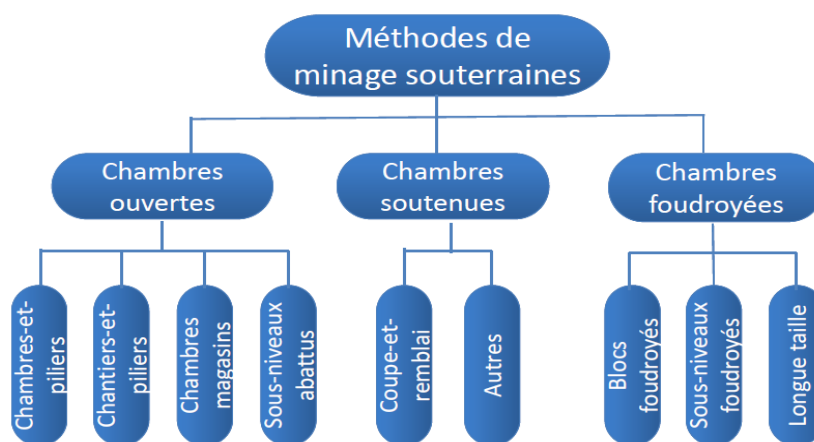


Figure 2.1: Classification des méthodes de minages pour mines souterraines (adaptée de Hustrulid et Bullock 2001).

Les méthodes avec chambres foudroyées ne seront pas couvertes puisqu'elles impliquent rarement l'utilisation de remblais.

2.1.1 Chambres ouvertes

Les méthodes de minage « chambres ouvertes », appelées aussi « chambres vides », incluent plusieurs méthodes de minage comme chambres et piliers, chantiers et piliers, sous-niveaux abattus (longs trous), chambres-magasins, VCR. Ces méthodes de minage sont utilisées lorsque les roches et les gisements sont compétents.

Lorsque les gisements sont de formes tabulaires, à faible pendage et à faible profondeur, la méthode chambres et piliers est utilisée pour les mines de charbon ou des roches tendres et la méthode chantiers et piliers pour les mines de roches dures. Les piliers en roche minéralisée sont généralement laissés et perdus. Ils peuvent être aussi récupérés en partie ou en totalité à l'aide de l'utilisation de remblais non-cimentés ou cimentés. Lorsqu'un remblai rocheux non-cimenté est utilisé, la construction de barricade n'est pas nécessaire et l'utilisation des clôtures pour confiner le remblai rocheux pourrait être une option. Lorsque le remblai utilisé est cimenté ou contient de l'eau, la construction de barricade est généralement nécessaire pour retenir le remblai sur place dans le chantier. Dans un tel cas, la première tâche est d'estimer la résistance nécessaire du remblai cimenté exposé latéralement et la deuxième tâche est de concevoir les barricades. L'exemple typique du remblayage et de la récupération des piliers (appelée souvent minage secondaire) est la

mine Buick aux États-Unis (figure 2.2). Les piliers de minerai sont récupérés par le remblayage du chantier avec du remblai cimenté.

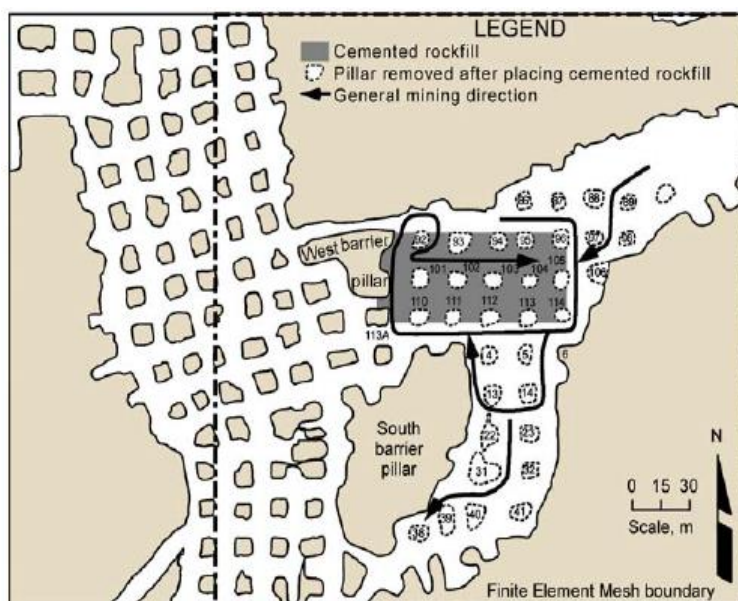


Figure 2.2: Plan de remblayage et de la récupération des piliers de la mine Buick (tirée de Tesarik et al. 2009).

Lorsque les gisements sont verticaux ou fortement inclinés (pendage plus grand que l'angle de repos des minerais abattus, généralement supérieurs à 50°), les méthodes de minage sous-niveaux abattus (longs trous), chambres-magasins, VCR peuvent être utilisées. Traditionnellement, on exploite les chantiers et laisse des piliers verticaux et de niveau. Avec l'épuisement des ressources naturelles et pour un développement durable de l'industrie minière, la tendance générale est d'éviter de laisser des piliers verticaux et de niveau en minerai. Pour ce faire, les chantiers miniers sont souvent divisés en chantiers primaires et secondaires. Les chantiers primaires sont exploités et remblayés d'un remblai cimenté en premier. Quand le remblai cimenté atteint la résistance nécessaire, les chantiers secondaires peuvent être exploités. Le remblayage des chantiers secondaires peut être fait par des remblais non-cimentés ou cimenté de faible teneur en liant. Lorsque les piliers de niveaux sont à récupérer, le remblayage des chantiers secondaires avec du remblai cimenté ou la construction des semelles en remblai cimenté est nécessaire. La figure 2.3 illustre la séquence de minage et de remblayage des chantiers primaire et secondaire dans la méthode VCR (Darling 2011).

Vu que les remblais de chantiers primaires doivent être exposés lors de l'excavation des chantiers secondaires adjacents, la résistance mécanique du remblai cimenté dans les chantiers primaires exposé latéralement doit être déterminée afin qu'il reste stable lors de l'extraction du minerai du chantier secondaire. Si les piliers de niveaux sont récupérés, une autre tâche importante est d'estimer la résistance nécessaire du remblai cimenté exposé à la base. La conception des barricades pour retenir les remblais cimentés ou non-cimentés mais envoyés hydrauliquement est également nécessaire.

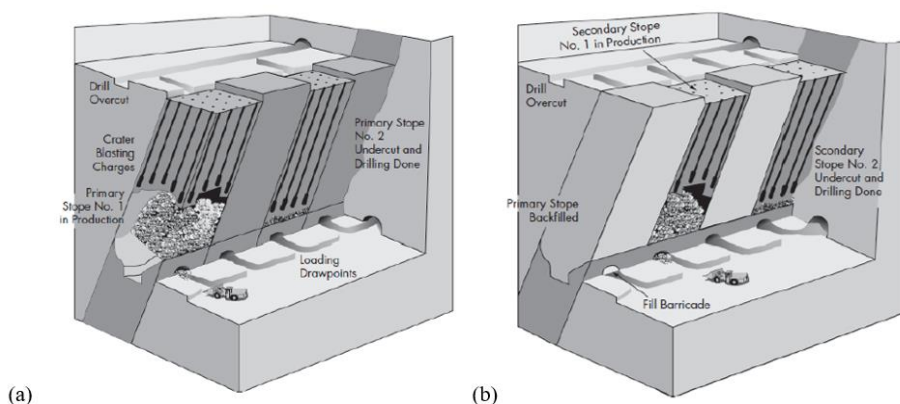


Figure 2.3: Séquence de minage et remblayage pour la méthode VCR : (a) chantier primaire; (b) chantier secondaire (tirée de Darling 2011).

2.1.2 Chambres soutenues

Les méthodes de minage chambres soutenues sont appelées aussi chambres remblayées. Il s'agit d'une série de variantes de la méthode de minage « coupe et remblai ». Dans la méthode « coupe et remblai », l'exploitation d'un chantier est réalisée par une série de cycles d'exploitation et de remblayage en couches d'environ 3 m d'épaisseur. Un passage d'excavation est complété et suivi par un remblayage avant le début d'un nouveau passage d'excavation (Darling 2011). Traditionnellement, c'est une méthode utilisée quand les roches sont peu compétentes. Dans les mines profondes modernes, elle est utilisée aussi comme un moyen de contrôle de terrain pour améliorer le bilan de santé et de sécurité des travailleurs sous terre. Les méthodes « coupe et remblai » sont des méthodes de minage sélectives et permettent de contrôler la dilution de minerai (Grice 1998). Elles sont particulièrement bien adaptées lorsque les gisements sont fortement

inclinés (50° et 90°) et les profils de contact entre les stériles et les gisements sont irréguliers. Dépendamment des conditions géomécaniques des roches et des gisements, l'avancement des coupes et remblais peut se faire vers le haut ou vers le bas. Le premier est appelé « coupe et remblai ascendant » (*overhand cut-and-fill*) et le deuxième « coupe et remblai descendant » (*underhand cut-and-fill*) (Darling 2011).

2.1.2.1 Coupe et remblai ascendant

La méthode « coupe et remblai ascendant » est utilisée lorsque les épontes sont de mauvaise qualité, mais le gisement est de suffisamment bonne qualité pour permettre des opérations sécuritaires sous le toit en gisement. De nouveau, les profils de contact irréguliers entre les stériles et les gisements sont des conditions idéales d'appliquer cette méthode de minage.

Quand le gisement a une faible épaisseur dans la direction horizontale et une étendue considérable dans la direction verticale, l'exploitation se fait normalement par l'abattage au toit (*back stoping*; figure 2.4a) ou par l'abattage à la poitrine (*breast stoping*; figure 2.4b). Le remblai peut être cimenté ou non-cimenté. Mais la récupération des piliers de niveaux nécessite l'utilisation de remblais cimentés soit pour construire des semelles ou pour remplir la totalité du chantier par un remblai cimenté. Une tâche importante est d'estimer la résistance nécessaire du remblai cimenté exposé à la base. La conception des barricades pour retenir le remblai en pulpe à chaque passe d'extraction est également nécessaire avant de remplir le vide de chaque couche d'extraction.

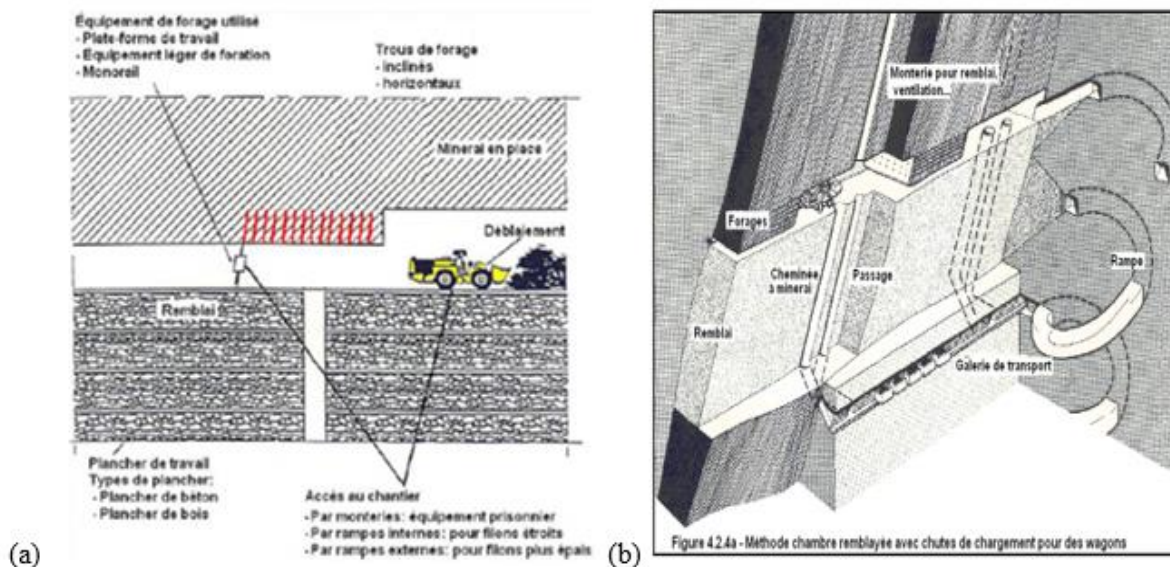


Figure 2.4: Méthode « coupe et remblai ascendant »: (a) abattage au toit; (tirée de Hartman 1992)
(b) abattage à la poitrine (tirée de Darling 2011).

Quand le gisement a une étendue large dans les directions horizontales, les méthodes « galerie et remblai » (*drift and fill stoping*; figure 2.5a) ou « coupe et remblai avec piliers de poteau (*post pillar stoping*; figure 2.5b) sont utilisées. Dans la méthode galerie et remblai ascendant, les chantiers dans un niveau sont divisés en galeries primaires et galeries secondaires. Quand les galeries ont des murs verticaux, des remblais cimentés sont nécessaires pour les galeries primaires alors que les galeries secondaires peuvent être remblayées de remblais non-cimentés ou cimentés en faible teneur en ciment. La détermination de la résistance requise du remblai cimenté exposé latéralement est nécessaire. La conception des barricades pour retenir le remblai en place est également nécessaire lorsque le remblai utilisé contient de l'eau. Pour éviter d'utiliser des remblais cimentés, une possibilité est d'installer des clôtures dans le long des murs dans les galeries primaires. Une deuxième possibilité est d'avoir des murs inclinés.

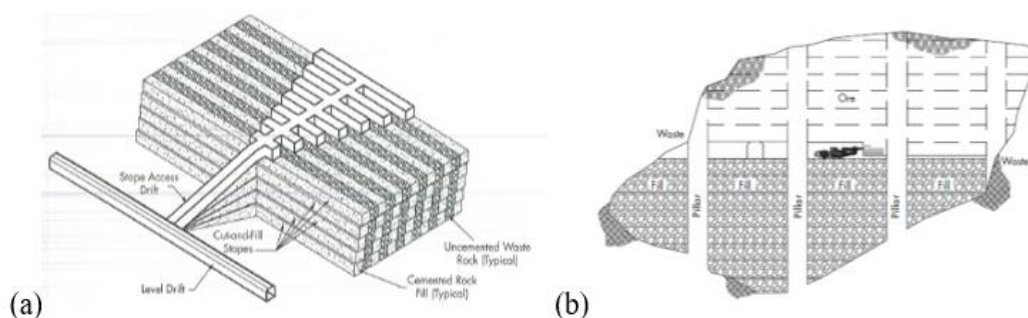


Figure 2.5: Méthode « coupe et remblai ascendant » pour gisements larges : (a) galerie et remblai ascendant; (b) coupe et remblai avec pilier de poteaux (tirée de Darling 2011).

Dans la méthode « coupe et remblai avec piliers de poteau », des piliers verticaux aléatoires sont laissés pour supporter le plafond des chantiers. Le remblai utilisé est généralement un remblai hydraulique ou rocheux non-cimenté.

Quand les profils de contact entre les stériles et les gisements sont plus réguliers, on a tendance à utiliser des « coupes » d'épaisseur plus élevée pour augmenter la productivité de la méthode coupe et remblai ascendant gisement. Cela mène à la naissance de la méthode Avoca qui est une combinaison des méthodes « sous-niveaux abattus » et « coupe et remblai ». Avec des remblais non-cimentés, la dilution du minerai est importante (figure 2.6a). Si les coûts d'opération le permettent, des remblais cimentés peuvent être utilisés pour diminuer la dilution (figure 2.6b). La résistance nécessaire du remblai cimenté doit être déterminée pour qu'il reste auto-stable lors de l'exploitation du minerai adjacent. La construction des barricades est également nécessaire pour retenir le remblai cimenté sur place.

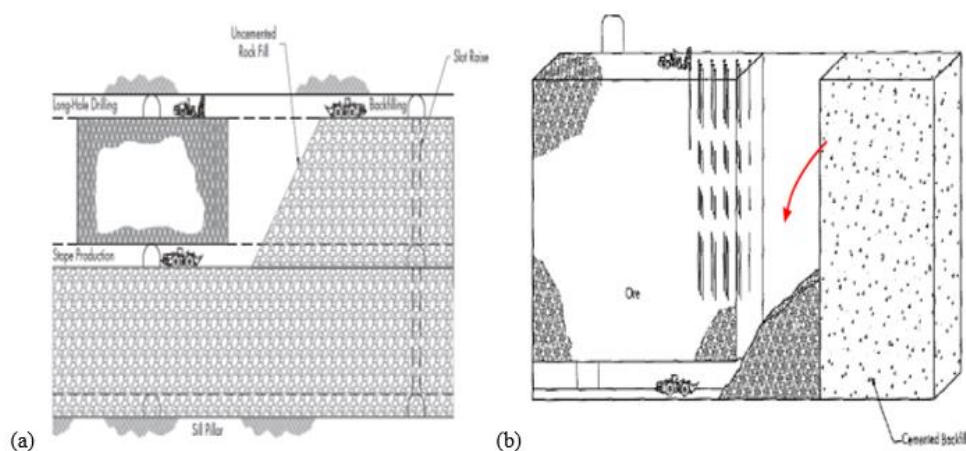


Figure 2.6: Méthode Avoca : (a) avec remblai non-cimenté; (b) avec remblai cimenté (tirée de Darling 2011).

2.1.2.2 Coupe et remblai descendant

La méthode « coupe et remblai descendant » est utilisée pour des gisements et des roches de mauvaise qualité (Hartman 1992; Williams et al. 2007). Elle est également utilisée comme un moyen de contrôle de terrain pour améliorer le bilan de santé. C'est notamment le cas dans les mines Lucky Friday, Stillwater et Galena, où les roches et gisements sont très compétents mais les coups de terrain sont fréquents (Williams et al. 2007). Dans cette méthode, les travailleurs travaillent sous un remblai cimenté ou une semelle en remblai cimenté (figure 2.7). Cette méthode est dispendieuse et la productivité est relativement faible. Mais elle est plus sécuritaire si le remblai cimenté est bien conçu. Avant de convertir ses opérations d'extraction du minerai, trois incidents mortels sont survenus en l'espace de quatre ans à la mine Lucky Friday aux États-Unis (Blake et al. 2003; Williams et al. 2007). Dans les vingt années suivantes, aucun incident relié aux coups de terrain n'est survenu. Comme ingénieur des mines, la première tâche est de bien déterminer la résistance nécessaire du remblai cimenté exposé à la base. La deuxième tâche est de bien concevoir la barricade pour retenir les remblais dans les chantiers (coupes).

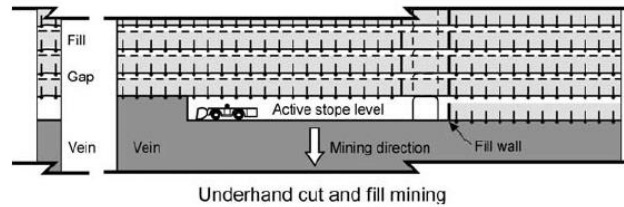


Figure 2.7: Méthodes de minage « coupe et remblai descendant » (tirée de Williams et al. 2007).

La méthode coupe et remblai descendant est utilisée lorsque les conditions géomécaniques sont très défavorables et le gisement a une faible épaisseur. Quand le gisement est large, la méthode « galerie et remblai descendant » peut être utilisée (voir figure 2.8). De nouveau, les galeries dans le même niveau sont divisées en une série de galeries parallèles primaires et secondaires. Remblai cimenté doit être utilisé dans les galeries primaires et secondaires. La résistance nécessaire est principalement dictée par la stabilité du remblai exposé à la base. La conception des barricades est une tâche importante de cette méthode de minage.

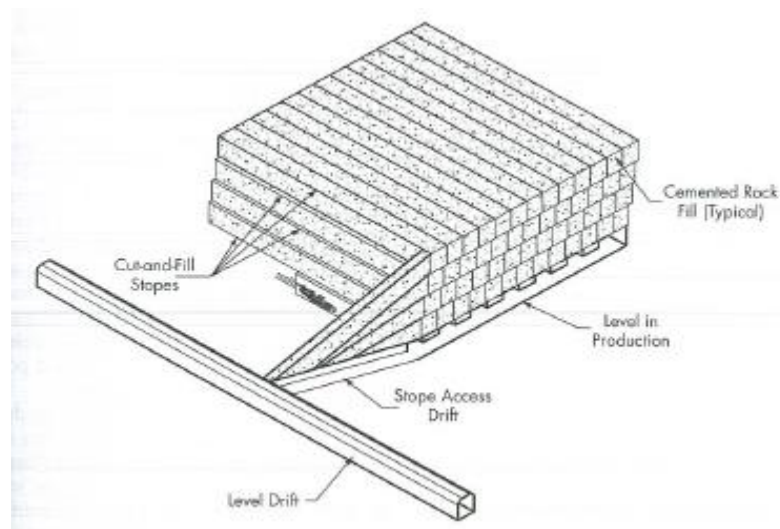


Figure 2.8: Méthode de minage « galerie et remblai descendant » (tirée de Darling 2011).

2.1.2.3 Synthèse des tâches dans la conception des chantiers remblayés

Les méthodes de minage chambres soutenues sont appelées aussi chambres remblayées. Il s'agit d'une série de variantes de la méthode de minage « coupe et remblai ». Les tâches dans la conception des chantiers remblayés sont illustrées dans le tableau 2.1.

Tableau 2.1: Tâches dans la conception des chantiers remblayés.

1) Forage	Des trous de production sont forés dans le minerai selon un patron prédéterminé.
2) Sautage	À l'aide d'explosifs, les roches sont fragmentées pour libérer le minerai.
3) Déblayage	Suite au sautage, le minerai est récupéré par des racloirs, et autres machineries lourdes, et transporté hors du chantier.
4) Soutènement	Un système de soutènement est aménagé pour assurer la sécurité du chantier pendant sa durée de vie utile.
5) Nettoyage	Si le minerai a été entièrement exploité et transporté hors du chantier, le chantier est vidé de tous débris et équipements. Dans le cas contraire, les forages et sautages se poursuivent.
6) Hausser les monteries	Les équipements pour le forage et le sautage sont transférés au niveau suivant.
7) Préparation pour le remblayage	La préparation d'un chantier au remblayage inclut l'installation d'un système de drainage et la construction de barricades.
8) Remblayage	Le chantier est généralement remblayé avec un remblai en pâte cimenté. Dans certains cas, un remblai rocheux ou hydraulique cimenté ou non-cimenté est utilisé.

2.2 Méthode Mathews-Potvin pour l'analyse de la stabilité des ouvertures souterraines

L'analyse de la stabilité et le dimensionnement des ouvertures souterraines (galeries, rampes, menteries, chantiers, garage etc.) est une tâche fréquente et critique pour les ingénieurs des mines en charge de la mécanique des roches et contrôle de terrain. Quand il s'agit d'un projet bien avancé, les modélisations numériques avec des modèles constitutifs plus élaborés et plus représentatifs peuvent être réalisés. En raison de la complexité tant sur la maîtrise de la technique de modélisation numérique que sur l'obtention des paramètres nécessaires que sur l'interprétation des résultats numériques, c'est un travail usuellement effectué par des bureaux de consultants. Des calibrations contre des observations ou des mesures sont souvent nécessaires pour trouver des paramètres manquants. Dans la phase préliminaire d'un projet minier, les modélisations numériques avec des modèles sophistiqués ne sont pas justifiées, ni possibles en raison du manque d'observation ou de mesure de terrain. Dans un tel cas, la méthode empirique de Mathews-Potvin est couramment utilisée par les ingénieurs des mines pour analyser la stabilité ou le dimensionnement des ouvertures souterraines (Li et al. 2009).

La figure 2.9 montre l'abaque standard de la méthode Mathews-Potvin. Sur le graphique, N' est l'indice de stabilité de la face d'exposition de l'ouverture et RH est le rayon hydraulique de l'ouverture.

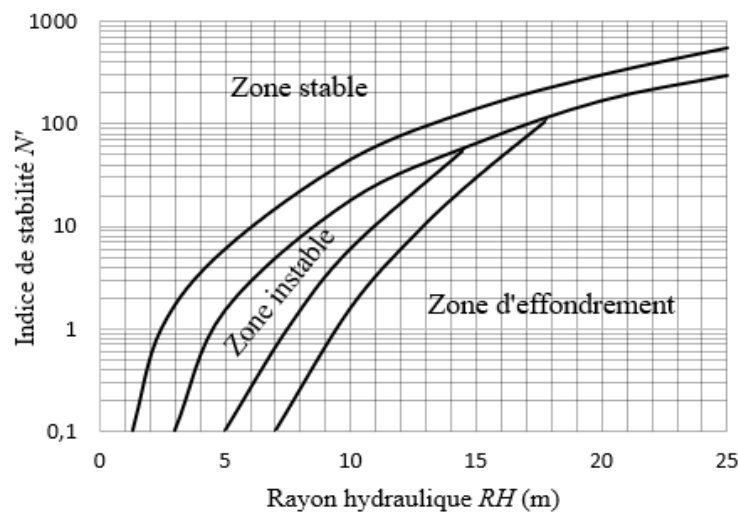


Figure 2.9: Abaque de la méthode Mathews-Potvin (tiré de Suorineni 2010).

Le RH d'une face exposée d'une ouverture est défini comme suit :

$$RH = \frac{\text{Aire de la surface étudiée}}{\text{Périmètre de la surface étudiée}} \quad (2.1)$$

L'indice de stabilité (N') est défini par l'équation suivante :

$$N' = Q' * A * B * C \quad (2.2)$$

Où Q' est une cote modifiée de la classification des massifs rocheux Q du NGI (Norwegian Geotechnical Institute), A est un facteur qui permet de prendre en compte l'influence de contraintes induites autour d'un chantier, B est un facteur qui prend en compte l'influence de l'orientation des joints sur la stabilité des chantiers et C est le facteur qui prend en compte l'influence de la gravité et l'orientation des joints sur les murs.

La cote Q de la classification des massifs rocheux du NGI est définie comme suit :

$$Q = \frac{RQD}{J_n} * \frac{J_r}{J_a} * \frac{J_w}{SRF} \quad (2.3)$$

Où RQD (Rock Quality Designation) est un facteur exprimant le pourcentage de la longueur totale des morceaux supérieurs ou égaux à 10 cm pour une longueur totale de 3 m de carotte; Le seuil de 10 cm est très subjectif et une modification de RQD a été proposée par Li et al. (2009) pour réduire la susceptibilité de RQD . J_n est un indice relatif à la présence du nombre de familles de joints, J_r est un indice de la rugosité des joints, J_a est un indice de l'altération de la surface des joints, J_w est un indice hydraulique qui reflète l'influence des pressions interstitielles et SRF est un paramètre de réduction relatif aux contraintes. Pour la cote modifiée de la classification du NGI, J_w et SRF ont une valeur de 1 et la cote Q' est exprimée comme suit :

$$Q' = \frac{RQD}{J_n} * \frac{J_r}{J_a} \quad (2.4)$$

Le facteur de contrainte A a été initialement défini par Mathews et al. (1981) comme un facteur reflétant l'influence des contraintes induites sur les parois des chantiers ouverts en profondeur (Hoek et al. 1998). Il est déterminé à partir du ratio de la résistance en compression uniaxiale (UCS) de la roche intacte sur la contrainte induite (σ_1) agissant parallèlement autour d'une surface étudiée après l'excavation. Il est exprimé comme suit (Mathews et al. 1981) :

- $A = 0,1$ pour $\sigma_c/\sigma_1 < 2$: (2.5)

- $A = 0,1125(\sigma_c/\sigma_1) - 0,125$ pour $2 < \sigma_c/\sigma_1 < 10$ (2.6)

- $A = 1,0$ pour $\sigma_c/\sigma_1 > 10$ (2.7)

Une présentation graphique du facteur A est montré à la figure 2.10.

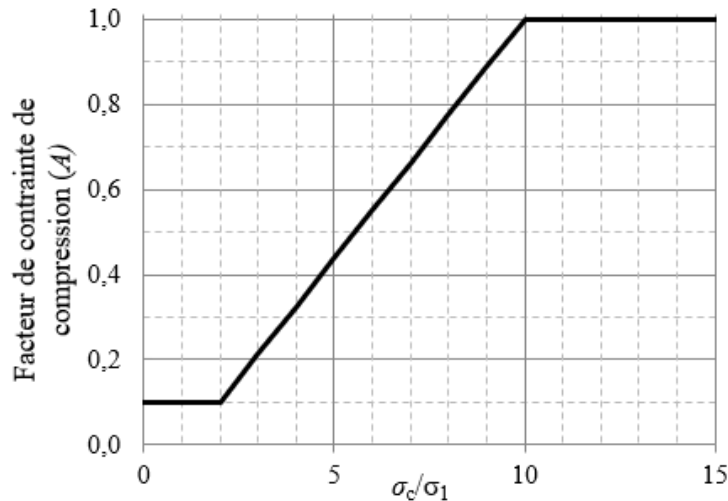


Figure 2.10: Détermination du facteur A , tirée de Potvin (1988).

On note que le facteur de contrainte A compare uniquement la résistance en compression uniaxiale de la roche avec la contrainte principale maximale induite autour du chantier. Lorsqu'une composante des contraintes principales est en traction (i.e. $\sigma_3 < 0$), la stabilité du chantier pourrait être surestimée à cause de la négligence de la possibilité de rupture de roche par traction. Pour convaincre cette limitation, Li et Ouellet (2009) ont proposé deux approches. La première est de négliger la résistance en traction de la roche et de prendre $A = 0,1$ dès que la roche est en traction (i.e. $\sigma_3 \leq 0$). La seconde approche est de comparer la contrainte en traction (σ_3) avec la résistance en traction (σ_t) de la roche et de prendre $A = 0,1125|\sigma_t/\sigma_3| - 0,125$ (même que l'équation 2.6). Une approche similaire a été adoptée par Zhang et al. (2011) pour le cas où la roche est soumise à un état de contrainte en traction. Leur facteur A varie de 0,1 à 1 par l'entremise d'une fonction asymptotique pour un ratio σ_1/UCS variant de 0 à 1 et atteint une valeur maximale de 1 pour $\sigma_1/UCS = 0,3$. À l'extérieur de cet intervalle, le facteur A prend une valeur de 0,1. Zhang et al. (2011) affirme que leur facteur A proposé permet de déterminer des dimensions de chantiers plus réalistes tout en pénalisant les cas où les contraintes induites sont faibles.

Le facteur B est utilisé pour prendre en compte l'influence des joints sur la stabilité des surfaces du chantier. La figure 2.11 montre la variation de ce facteur en fonction de la différence entre les

pendages du joint critique et de la face étudiée. On voit que les joints seront plus critiques lorsque leur pendage est plus proche de celui de la paroi à étudier. La paroi est plus stable lorsque les joints sont plus proche de la perpendicularité à la face à étudier (Hoek et al. 1998).

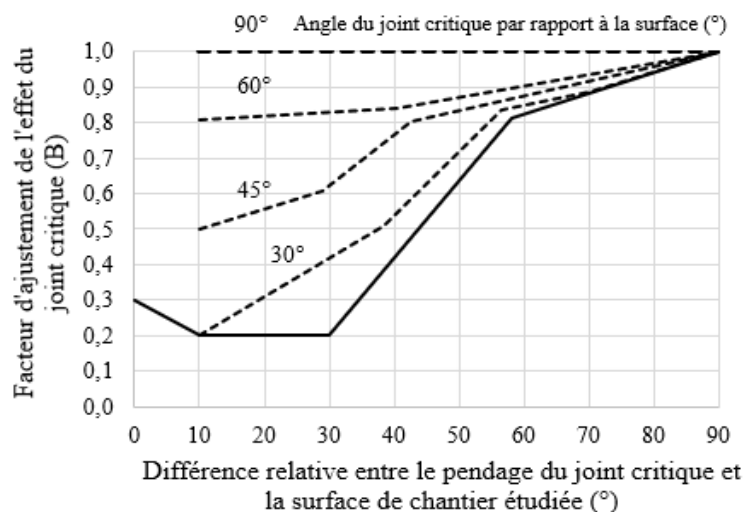


Figure 2.11: Détermination du facteur d'ajustement de l'effet du joint critique B (adaptée de Potvin 1988).

Le facteur C prend en compte l'influence de la gravité et l'inclinaison des joints critiques sur la stabilité d'une face étudiée. En général, la courbe de rupture par gravité est utilisée pour l'éponte supérieure et le toit tandis que la courbe de rupture par glissement est utilisée autant pour les épontes inférieures et supérieures. La figure 2.12a présente la variation du facteur C en fonction de l'inclinaison de la surface à étudier en trait avec l'instabilité causée par la gravité. On peut constater que la valeur est plus faible lorsque la face est plus proche de l'horizontalité. L'influence de l'inclinaison des joints critiques sur la stabilité d'une surface étudiée, qui tient compte des ruptures en glissement, est montrée à la figure 2.12b. On constate qu'un joint critique a été considéré avoir la même influence sur les épontes supérieure et inférieure alors que l'on attend que l'éponte supérieure soit moins stable que celle inférieure. En tenant compte de cette hypothèse, Hadjigeorgiou et al. (1995) ont ajouté une courbe pour les cas où l'inclinaison du joint critique est plus grande que l'inclinaison du chantier (voir la figure 2.13).

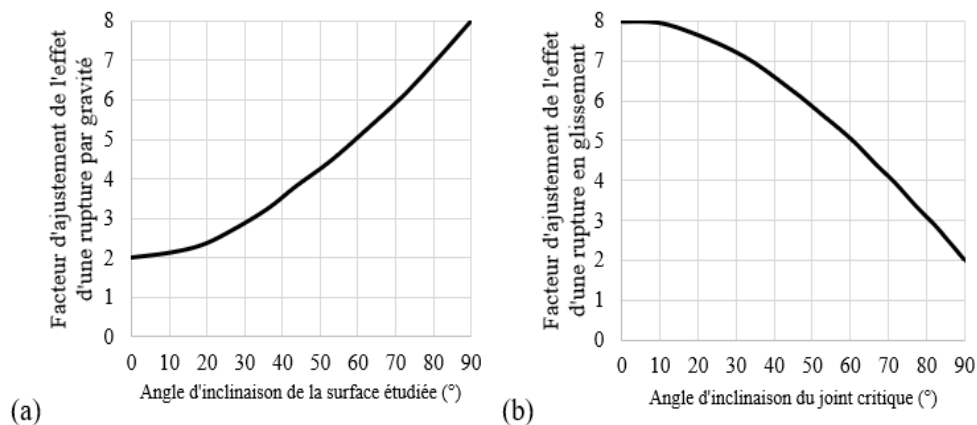


Figure 2.12: Détermination du facteur C : (a) en fonction de l'inclinaison de la surface étudiée pour des ruptures par gravité (tiré de Potvin et Hadjigeorgiou 2001); (b) en fonction de l'inclinaison du joint critique pour des ruptures en glissement (tirée de Hutchinson et Diederichs et al. 1996).

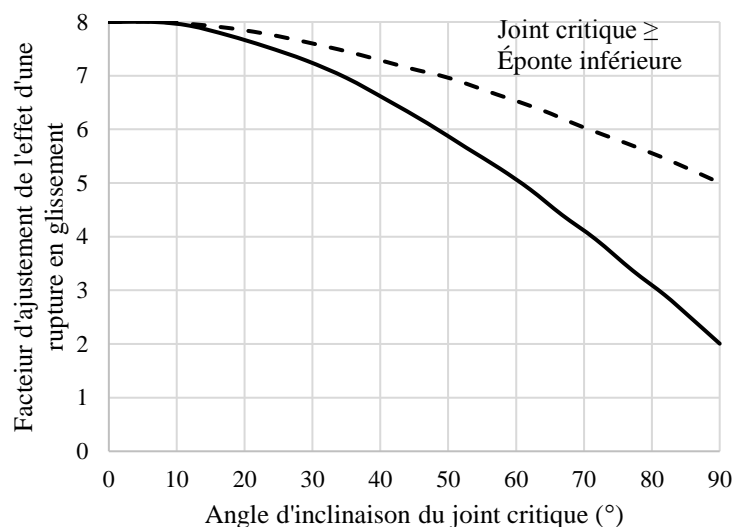


Figure 2.13: Modification pour déterminer le facteur C par Hadjigeorgiou et al. (1995) pour la rupture en glissement (tirée de Hadjigeorgiou et al. 1995).

La méthode Mathews-Potvin a été initialement proposée par Mathews et al. (1981) pour prédire des dimensions de chantiers stables dans des mines à des profondeurs de plus de mille mètres à partir des observations et des données provenant des mines Heath Steele et Geco au Canada et de la mine CSA en Australie. Les données collectionnées incluaient les propriétés de la masse

rocheuse, des dimensions de chantiers ouverts et des observations sur les conditions de stabilité des chantiers. Une relation empirique exprimée sous forme d'un abaque de stabilité a été établie avec des zones « stable », « potentiellement instable » et « effondrement » où les zones « stable » et « potentiellement instable » sont séparées par une zone de transition tout comme les zones « potentiellement instable » et « effondrement » (voir la figure 2.14).

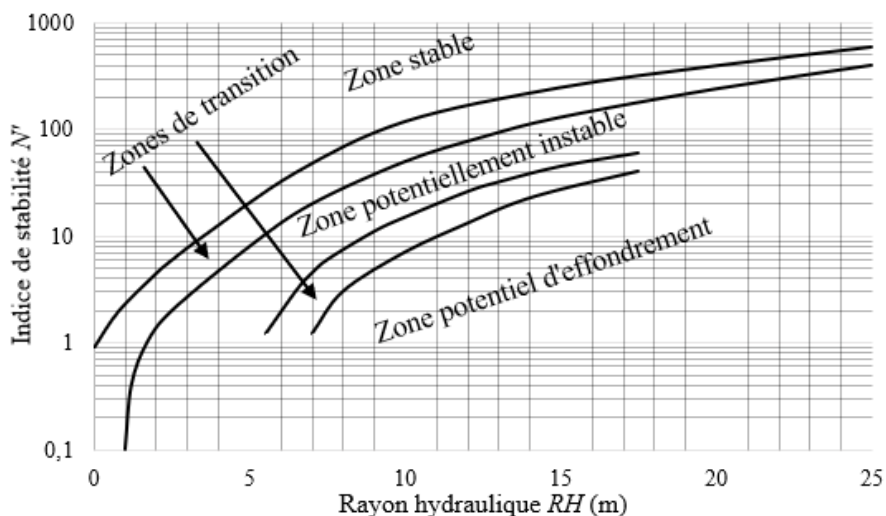


Figure 2.14: Abaque de stabilité de Mathews et al. (1981), adaptée de Mathews et al. (1981).

L'applicabilité et la crédibilité de l'abaque de stabilité de Mathews et al. (1981) ont été grandement améliorées par Potvin (1988) en y rajoutant plus de 250 études de cas provenant de 34 mines canadiennes. À partir de ces nouvelles données et observations, Potvin (1988) a modifié l'abaque de Mathews et al. (1988) en y agrandissant les zones « stable » et la zone « d'effondrement » et en les séparant par une zone « transitoire » (voir la figure 2.15). La version modifiée de l'abaque de stabilité est reconnue sous le nom de la méthode de Mathews-Potvin.

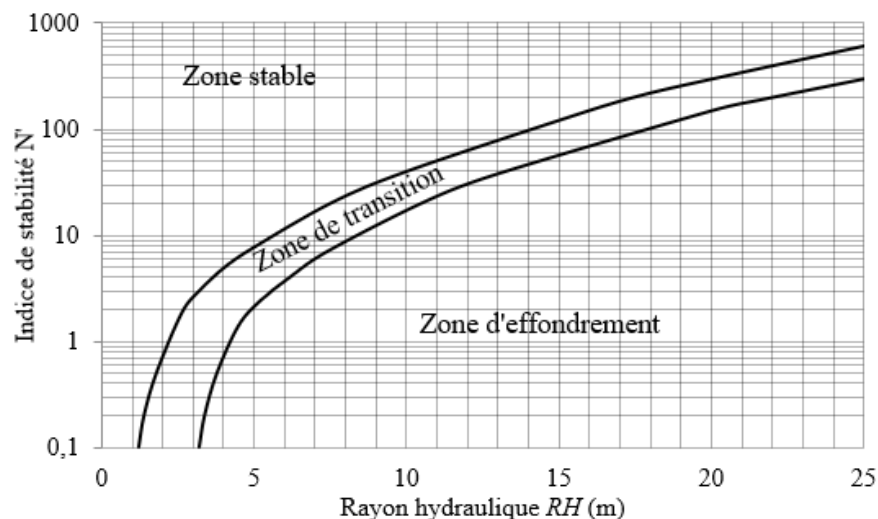


Figure 2.15: Une version modifiée de l'abaque de Mathews et al. 1981 (tirée de Potvin 1988).

Une amélioration considérable de la méthode Mathews-Potvin a été réalisée par Nickson (1992), qui a collecté des données de 46 études de cas en considérant les stabilités des chantiers avec des supports par câbles. Il a combiné ses travaux avec la base de données utilisée par Potvin (1988) pour développer un guide de conception des supports par câbles. L'abaque de Mathews-Potvin modifié par Nickson (1992) contient toujours les zones « stable » et « effondrement » mais il a rajouté les zones de « transition avec support », « stable avec support » et « transition avec support ». Cette amélioration mène à un nouvel abaque de la méthode Mathews-Potvin montré à la figure 2.16, qui est l'abaque le plus utilisé dans l'industrie minière pour l'analyse de la stabilité ou pour le dimensionnement des chantiers dans l'industrie minière.

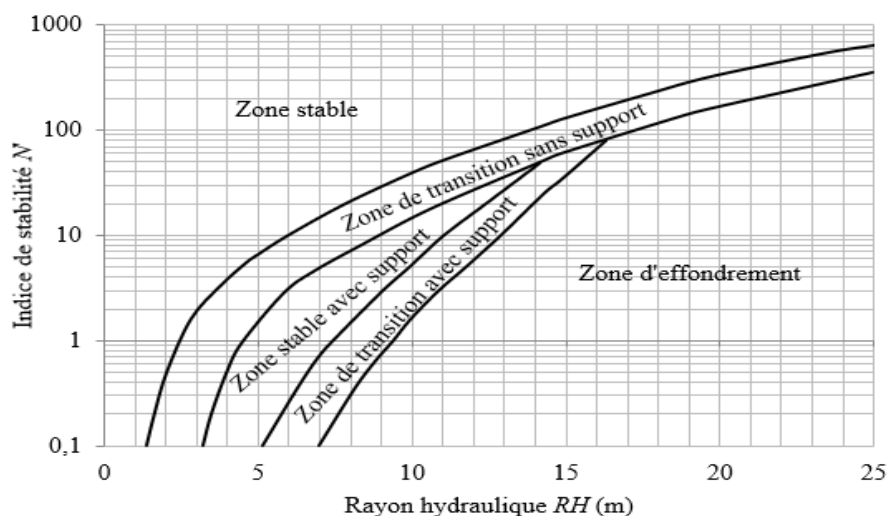


Figure 2.16: Une version de l'abaque de Mathews-Potvin (tirée de Nickson 1992).

Depuis lors, la méthode Mathews-Potvin a reçu de nombreuses mises à jour. Par exemple, Stewart et Forsythe (1995) ont proposé une version révisée de l'abaque de stabilité de Mathews-Potvin comprenant quatre zones séparées par trois zones transitoires. Les quatre zones sont la zone « potentiellement stable », la zone « potentiellement instable », la zone « effondrement majeur potentiel » et la zone « potentiel d'effondrement ». Stewart et Forsythe (1995) recommande d'ailleurs que les ingénieurs adaptent à leur guise l'abaque de stabilité pour qu'il puisse refléter les conditions rencontrées dans une mine spécifique. Hadjigeorgiou et al. (1995) ont proposé une mise à jour de l'abaque de stabilité à partir d'une base de données comprenant 228 études de cas de chantiers non-supportés et 163 études de cas de chantier utilisant des câbles de support.

En couplant les bases de données des mines nord-américaines et des mines australiennes, une version modifiée de l'abaque de stabilité de Mathews-Potvin a été proposée par Trueman et al. (2000).

À partir d'une base de données plus large comprenant une plus grande étendue de géométries de chantiers, Mawdesley et al. (2001) ont proposé une nouvelle version de l'abaque de stabilité de Mathews-Potvin sous forme logarithmique pour les deux axes avec trois zones distinctes : zone stable, zone de rupture et zone de rupture majeure (voir la figure 2.17).

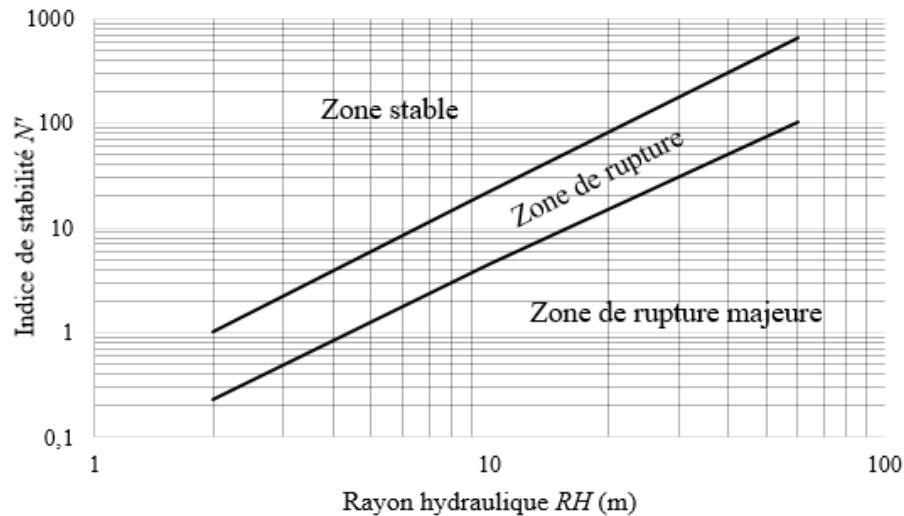


Figure 2.17: Une version de l'abaque de Mathews-Potvin (tirée de Mawdesley et al. 2001).

Bien que la méthode Mathews-Potvin a été initialement proposé pour l'analyse de la stabilité ou le dimensionnement des chantiers, son application est plus large que le but initial. Par exemple, Scoble et Moss (1994) ont utilisé l'abaque de Mathews-Potvin pour évaluer l'intensité d'un éboulement possible pour une géométrie de chantier spécifique. Clark et Pakalnis (1997) se sont inspirés des travaux de Scoble et Moss (1994) en développant une approche empirique qui estime la quantité de masse rocheuse qui peut se détacher des épontes du chantier. En d'autres mots, cette approche nommée *ELOS* (équivalent linéaire du bris hors-profil/ éboulement) estime la quantité de dilution du minerai associée à une conception spécifique de chantier et est calculée par le ratio suivant :

$$ELOS = \frac{\text{Volume d'éboulement}}{\text{Surface de la paroi étudiée}} \quad (2.8)$$

La principale utilisation du ratio *ELOS* est de calculer la profondeur de la dilution dans la masse rocheuse sur une longueur donnée d'une paroi du chantier. L'abaque de stabilité fut modifié en conséquence. Suorineni et collaborateurs (Suorineni 1998; Suorineni et al. 1999) ont proposé d'ajouter un facteur F dans la méthode Mathews-Potvin pour prendre en compte l'influence de failles ou de zones de relaxation dans le massif rocheux sur la stabilité des excavations. Le facteur F contribue à réduire l'indice de stabilité N' . Tout récemment, Papaioanou et Suorineni (2016) ont

développé un abaque de stabilité pour quantifier la dilution. Cet abaque est indépendant de la largeur du gisement de minerai et est basé sur des méthodes d'analyses statistiques.

L'utilisation de l'abaque de stabilité de Mathews-Potvin peut sembler complexe en raison des différentes versions de l'abaque de stabilité. Il y a l'abaque de stabilité conventionnel et ses nombreuses modifications, l'abaque de stabilité basé sur l'approche *ELOS*, l'abaque de stabilité pour la conception de boulon de câble et les différents abaques de stabilité basés sur les analyses statistiques (Suorineni 2010). Les utilisateurs du graphique de stabilité doivent connaître le but pour lequel ils veulent l'utiliser et choisir l'abaque de stabilité qui correspond le mieux à leur objectif. Leur décision doit être basée sur leur compréhension des bases de données à partir desquelles ces abaques de stabilité ont été développés. Les méthodes de conceptions empiriques ne sont utiles que lorsqu'elles sont appliquées pour des conditions similaires à celles à partir de laquelle elles ont été développées.

2.3 Remblais miniers

Le remblai minier fait référence à tout matériau placé dans les ouvertures créées par l'extraction du minerai de la masse rocheuse (Potvin et al. 2005). C'est au cours des années 1980 que les différentes méthodes de minage ont sérieusement commencé à faire usage des remblais cimentés (Williams et al. 2005). L'utilisation du remblai dans les chantiers souterrains permet de réduire la quantité de rejets miniers à entreposer en surface et de diminuer le potentiel de la génération de drainage minier acide (DMA) et de drainage neutre contaminé (DNC) (Aubertin et al. 2002). Il existe trois principaux types de remblais miniers communément employés : remblai rocheux (*rock fill*), remblai hydraulique (*slurry backfill*) et remblai en pâte (*paste backfill*) (De Souza et al. 2001). Les remblais hydrauliques sont apparus dans les années 1950 et les remblais cimentés dans les années 1960 (Souza et al. 2003). Les remblais rocheux et en pâte ont fait leur apparition au début des années 1980.

De base, le remblai minier est généralement constitué de trois ingrédients : le solide, l'eau du mélange et un liant. Le liant généralement utilisé est le ciment Portland. La chaux, les scories, les cendres volantes sont également utilisées fréquemment comme des liants additifs ou alternatifs de ciment (Belem et al. 2000; Benzaazoua et al. 2002, 2004). La figure 2.18 représente une répartition de l'utilisation des différents types de remblais miniers par des minières canadiennes (De Souza et al. 2001). Le remblai en pâte cimenté est celui dont l'utilisation croît de plus en plus due notamment à ses avantages par rapport aux autres types de remblais. Par exemple, avec le même pourcentage de liant, un remblai en pâte peut atteindre des résistances mécaniques plus élevées que le remblai hydraulique. Le remblai en pâte utilise toutes les tailles de particules (tout venant) des résidus miniers provenant des rejets de concentrateur. Cela permet de réduire davantage la quantité de rejets miniers déposés en surface, réduisant l'impact environnemental et menant à un meilleur développement durable de l'industrie minière.

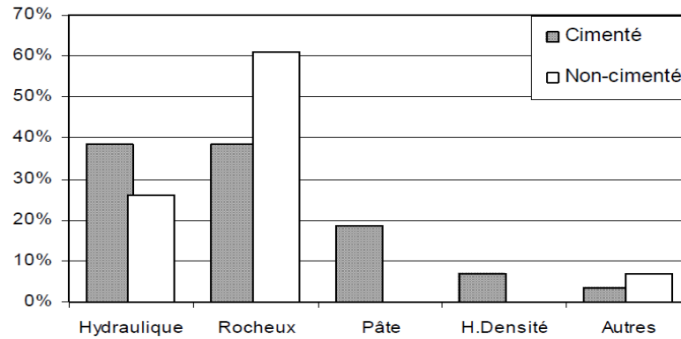


Figure 2.18: Répartition des remblais miniers utilisés dans les mines canadiennes (tirée de De Souza et al. 2001).

Chaque type de remblai est caractérisé par ses propriétés physiques, mécaniques et hydrauliques. Voici une liste des paramètres associés aux propriétés physiques, mécaniques et hydrauliques ;

- 1) Propriétés physiques : Teneur en eau massique (w) et volumique (θ), masses (ρ) et poids (γ) volumiques, densité relative (D_r), indice des vides (e), porosité (n), degré de saturation (S_r), pourcentage solide massique (C_w) et volumique (C_v) du remblai.
- 2) Propriétés mécaniques : UCS (*uniaxial compressive strength*), cohésion effective (c') et angle de frottement effectif (ϕ'), cohésion nondrainée (c_{cu} , c_u), angle de dilatance (ψ), module élastique de déformation (E , E'), module élastique de cisaillement (G), module d'élasticité isostatique (κ , *bulk modulus*), coefficient de Poisson (μ).
- 3) Propriétés hydrauliques : conductivité hydraulique saturée (k ou k_{sat}), courbe de rétention d'eau (CRE), coefficient de diffusion (D_e), taux de réaction (K_r).

2.3.1 Remblai rocheux

Les remblais rocheux sont constitués de roches stériles d'origine minière ou non et transportées par des camions jusqu'aux chantiers. La taille des particules composant les roches minières peut varier de quelques microns à des dizaines de centimètres (Hassani et Archibald 1998). L'ajout d'un liant est optionnel. Le coulis d'agent liant peut être ajouté aux roches stériles avant, durant ou après le placement des roches stériles dans un chantier.

Le remblai rocheux est très utile lorsqu'on veut réduire la quantité de stériles à stocker en surface et lorsque que l'on veut obtenir une résistance élevée du remblai (Benzaazoua et al. 2005). Lorsque l'usine de préparation du remblai est située en surface, on doit prévoir des quantités nécessaires suffisantes de stériles ayant la granulométrie appropriée. Certains facteurs, tels que la qualité de l'eau et du liant ajouté, la granulométrie des stériles ainsi que la mesure des débits de mélange avec le coulis de liant envoyés sous terre, peuvent affecter la résistance du remblai rocheux et doivent être régulièrement vérifiés par un contrôle de qualité. Afin de minimiser les coûts reliés au remblayage utilisant un remblai rocheux et respectant la résistance mécanique minimum nécessaire, on doit chercher à optimiser la recette du remblai (roches stériles, liant) (Stone 1993).

L'utilisation du remblai rocheux comporte néanmoins quelques désavantages. Le transport des matériaux de la surface aux chantiers sous terre engendre des coûts d'opération importants. De plus, la mise en place des stériles entraîne une ségrégation des particules et affecte considérablement la résistance mécanique du remblai. La ségrégation du remblai est associée au fait que les particules grossières et fines n'ont pas la même vitesse de chute lors de leur mise en place. Cela résulte en une hétérogénéité importante tant sur les propriétés physiques que sur les propriétés mécaniques. Par contre, l'emploi de barricades sophistiquées n'est pas nécessaire, contrairement aux remblais hydrauliques et en pâte, puisqu'il n'y pas de surplus d'eau dans les remblais rocheux.

Les roches stériles minières ont des granulométries très variées. Leur coefficient d'uniformité CU , c'est-à-dire le rapport D_{60}/D_{10} (où D_x est le diamètre correspondant à $x\%$ passant sur la courbe granulométrique), varie entre 8 et 18 (Bussière 2007). Le D_{10} varie entre 0.001 et 0.004 mm tandis que le D_{60} varie entre 0.01 et 0.05 mm. La densité relative des grains D_r des roches stériles varie selon le type de la roche, généralement entre 2.4 et 6. La densité in-situ des roches stériles utilisées pour fabriquer des remblais rocheux varie généralement entre 1600 et 2200 kg/m³ (Williams 2000). Selon McKeown et al. (2000), le coefficient d'uniformité des roches stériles peut même dépasser 300. La majorité des roches stériles ont un indice des vides variant entre 0.6 et 0.9 et un angle de frottement variant entre 33° et 41° (Aubertin et al. 2002). Farsangi (1996) a quant à lui trouvé des valeurs de porosité variant de 30 à 50% et des valeurs d'angle de frottement variant de 35 à 45° lors de tests effectués en laboratoire.

Des tests in-situ ont été effectués dans trois mines souterraines situées aux États-Unis, soit les mines Buick, Turquoise Ridge et Cannon. À partir des données recueillies par des palpeurs de pressions des terres et des extensomètres placés dans le remblai cimenté, les valeurs de module de Young ont été estimées entre 1182 et 5020 MPa avec un liant entre 4 et 7% en masse et un rapport eau/ciment (w/c) entre 0.4 et 1 (Tesarik et al. 2003). Ces valeurs indiquent que les valeurs obtenues en laboratoire ont tendance à surestimer les valeurs des remblais in-situ de 30 à 60%. Cela s'explique par le fait que les remblais rocheux dans le chantier ne peuvent pas être testés en laboratoire en raison des particules très grandes dans les remblais in situ. Chou (2012) a mesuré la résistance en compression uniaxiale de 3 échantillons de remblai rocheux cimenté ayant un rapport liant/stérile de 10% en masse. La valeur moyenne obtenue est autour de 14 MPa après 28 jours de temps de cure.

Plusieurs facteurs influencent la conductivité hydraulique de la roche stérile, tels que la distribution granulométrique, la porosité, la forme et la texture de la roche. Pour les roches stériles de la mine Laronde, Hernandez (2007) a montré qu'elle variait entre 1.55×10^{-1} et 6.16×10^{-5} cm/s alors que Peregeodova (2012) a montré que celle des roches stériles de la mine du Lac Tio variait entre 1.1×10^{-1} et 5.5×10^{-2} cm/s. Des mesures sur des échantillons de roches stériles ont montré que la conductivité hydraulique saturée varie entre 4×10^{-2} et 4×10^{-1} cm/s (Gamache 2004; Lessard 2011).

2.3.2 Remblai hydraulique

Un remblai hydraulique peut être fait avec des sables naturels ou des résidus miniers. Dans le deuxième cas, une portion de particules fines doit être éliminée. Le processus d'élimination d'une portion de particules fines à partir des résidus miniers est appelé classification ou déshlamage. La figure 2.19 montre un processus traditionnel de la préparation d'un remblai hydraulique. On voit que les remblais hydrauliques ont une granulométrie étalée dont le coefficient d'uniformité CU se situe autour de 8 (Rankine et al. 2006). La classification des rejets miniers se fait généralement à l'aide d'hydrocyclones, d'épaississeurs ou encore de séparateurs. L'objectif de la classification est de réduire la proportion de particules fines ($10 \mu\text{m}$) et augmenter la résistance mécanique et la perméabilité du remblai (Rankine et al. 2006). La figure 2.20 montre une courbe de granulométrie typique d'un remblai hydraulique. Selon Potvin et al. (2005), un remblai hydraulique doit contenir au maximum 10% des particules inférieures à $10 \mu\text{m}$. Le poids volumique d'un remblai hydraulique peut varier entre 14.8 et 16.7 kN/m³ (Nicholson et Wayment 1964, 1967).

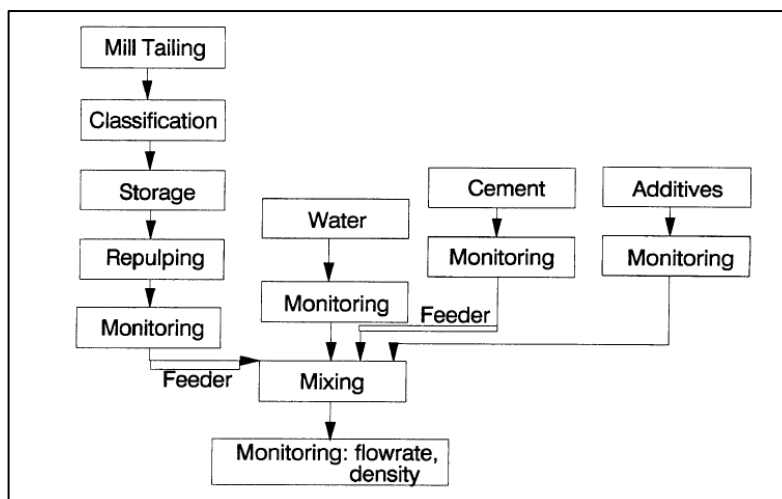


Figure 2.19: Illustration des étapes de la préparation du remblai hydraulique (tirée de Hassani et Bois 1992).

Dans les années 1950, les remblais hydrauliques étaient utilisés principalement pour servir de plateforme de travail dans des chantiers miniers (Nantel 1998). Le remblai cimenté n'était pas fréquent. Dans les mines modernes, les remblais hydrauliques avec un ciment Portland (CP10) entre 4 et 7% de solide sont assez courants, soit pour répondre au besoin de la résistance nécessaire pour que le remblai reste stable lors de l'exposition latérale ou à la base, ou pour contrer le potentiel de liquéfaction. Le pourcentage des solides peut varier entre 60 et 75% (Benzaazoua et al. 2005). L'eau contenue dans le remblai, qui représente 30 à 40% de son poids total, doit être récupérée et repompée en surface après sa mise en place dans le chantier. Cela entraîne des coûts supplémentaires d'installation et d'opération.

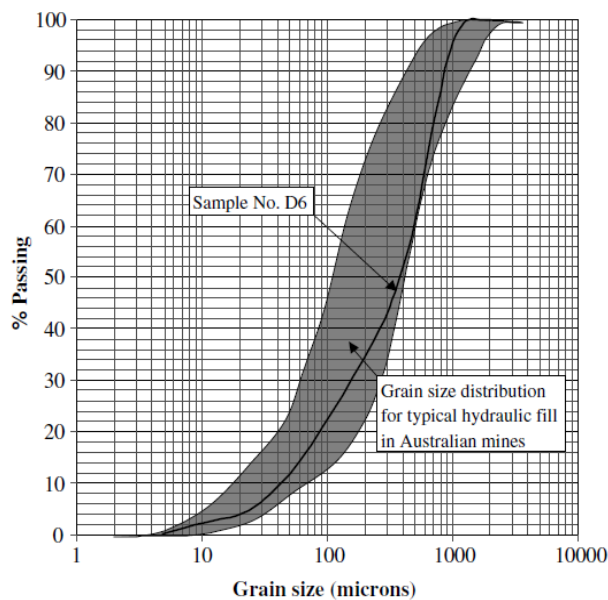


Figure 2.20: Courbe de granulométrie typique des résidus employés pour fabriquer du remblai hydraulique dans des mines en Australie (tirée de Rankine et al. 2006).

Selon Grice (1998), la résistance en compression uniaxiale (UCS) d'un remblai hydraulique ayant une teneur de ciment Portland d'environ 6 % en masse de solides peut dépasser 750 kPa au bout de 28 jours. Sur le terrain, des essais in-situ ont montré que la valeur du module de Young (E) augmente avec la profondeur. À partir de tests in-situ, Börgesson (1981) a obtenu un module de Young (E) de 9 MPa à 3 m de profondeur dans le remblai et de 10,5 MPa à 3,8 m de profondeur.

Ce type de remblai est caractérisé par une conductivité hydraulique très grande, typique de l'ordre de 10^{-5} m/s ($6,27 \times 10^{-6}$ et $1,05 \times 10^{-4}$ m/s selon les travaux de Bates et Wayment 1967). Le remblai hydraulique peut être délivré par gravité dans les chantiers souterrains. La préparation du chantier au remblayage est nécessaire, incluant l'installation d'un système de drainage et de barricades. Le drainage peut lessiver une quantité importante d'agents liants, menant à une faible acquisition de résistance mécanique et un risque de liquéfaction. Une conception appropriée pour la barricade est nécessaire lorsque le pourcentage des solides du remblai est faible pour éviter toute rupture de cette dernière dont les conséquences peuvent être importantes le cas échéant (Yumlu 2008).

2.3.3 Remblai en pâte

Le remblai en pâte est fabriqué avec des résidus miniers de tout venant (toutes les tailles de particules). Selon Potvin et al. (2005), un remblai en pâte doit contenir au moins 15% des particules inférieures à 20 μm . La figure 2.21 montre des granulométries typiques des résidus miniers provenant des mines de roche dure au Québec. On constate que tous les résidus miniers satisfont le critère de Potvin et al. (2005) en termes de la granulométrie pour la fabrication d'un remblai en pâte. Cela explique pourquoi on a tendance à appeler un remblai fabriqué des résidus miniers de tout venant comme un remblai en pâte. En réalité, un autre critère pour la définition d'un remblai en pâte exige que le pourcentage des solides doive être compris entre 75 et 85 % en masse, un critère rarement rencontré dans les mines souterraines pour obtenir l'affaissement nécessaire afin d'assurer la facilité d'écoulement dans des tuyaux. Des études antérieures ont montré que l'angle de frottement interne des résidus miniers de tout venant varie typiquement entre 30° et 42° avec une valeur typique de 36° (Bussière 2007). Les remblais en pâte cimentés contiennent typiquement entre 75 et 95% de particules inférieures à 75 μm et entre 40 et 60% des particules inférieures à 20 μm .

Il est rare d'utiliser des remblais en pâte non-cimentés dans les mines souterraines en raison de son grand potentiel de liquéfaction. Du ciment Portland est souvent utilisé pour fabriquer des remblais en pâte cimentés. Des additifs sont souvent rajoutés également pour diminuer le coût du remblai, notamment du laitier issu de la préparation de la fonte dans les hauts fourneaux, des cendres volantes ou de la fumée de silice (Benzaazoua et al. 2002). La figure 2.22 illustre les composantes du mélange d'un remblai en pâte cimenté typique.

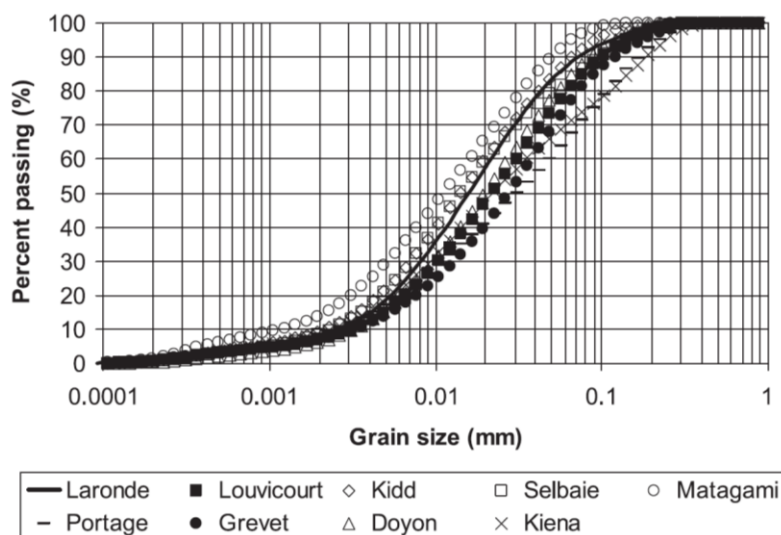


Figure 2.21: Granulométries typiques des résidus miniers provenant des mines de roche dure au Québec (tirée de Bussière 2007).

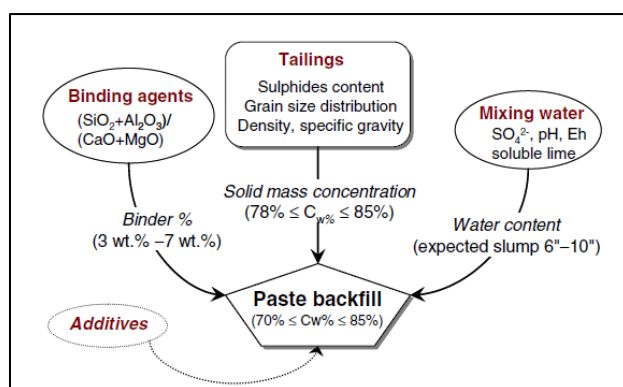


Figure 2.22: Schéma des composantes d'un remblai en pâte cimenté (adaptée de Benzaazoua et al. 2002 et tirée de Belem et Benzaazoua 2008).

Des essais in-situ à l'aide d'auto-foreur ont montré que le remblai en pâte ayant un 6% de liant après 5 mois d'attente pouvait atteindre des valeurs de 435 à 641 kPa en résistance au cisaillement et des valeurs entre 239 et 514 MPa en termes de module de Young (E) (le Roux et al. 2005). Selon Bartlett et MacGregor (1994), la résistance en compression uniaxiale de remblai en pâte cimenté diminue en fonction de l'augmentation de la teneur en eau. Cette tendance, entre la résistance en compression uniaxiale du remblai en pâte cimenté et la teneur en eau, a été observée également par

les essais en compression uniaxiale réalisées sur des remblais cimentés recueillis à la Mine Stillwater (Hughes et al. 2013). Les travaux récents de Hughes et al. (2013) ont montré que les valeurs d'UCS obtenues avec des échantillons prélevés de l'usine de remblai sont 1,42% plus élevées que celles obtenues avec des échantillons prélevés de la mine. Cette réduction, bien que minimale, de la résistance doit être prise en compte dans la conception et mise en place des remblais en pâte cimentés.

Concernant les propriétés hydrauliques du remblai en pâte cimenté, des études en laboratoire ont montré que la conductivité hydraulique saturée k_{sat} décroît considérablement avec le pourcentage de liant et le temps de cure (Godbout et al. 2007; Yilmaz 2010). Avec 5% de liant dans le remblai, la valeur de k_{sat} diminue d'une valeur initiale de $4,5 \times 10^{-5}$ cm/s (avant le temps de cure) à $2,5 \times 10^{-6}$ cm/s après 14 jours de cure tandis qu'avec 1% de liant, k_{sat} passe d'une valeur initiale de 6×10^{-5} cm/s (avant le temps de cure) à 1×10^{-5} cm/s pour le même temps de cure. Des résultats similaires ont été observés par Belem et al. (2001), qui ont montré que la conductivité hydraulique d'un remblai en pâte cimenté ayant 5% de liant en masse diminue d'une valeur initiale de 10^{-5} cm/s avant le temps de cure à 10^{-6} cm/s au bout de 7 jours de cure.

La connaissance des propriétés rhéologiques des remblais en pâte est importante pour le transport par des conduites à l'aide de la gravité ou des pompes, comme montré à la figure 2.23. La transportabilité de ce type de remblai est souvent quantifiée par la mesure de son affaissement au cône d'Abrams, ou communément appelé le *slump* test, ou test d'affaissement. Selon Landriault et al. (1997), l'affaissement idéal du remblai en pâte devrait se situer entre 150 et 250 mm. Des travaux récents réalisés par Ouattara (2017) ont montré que les propriétés rhéologiques des remblais en pâte cimentés ayant un pourcentage des solides élevé peuvent être améliorées avec l'ajout d'un superplastifiant.

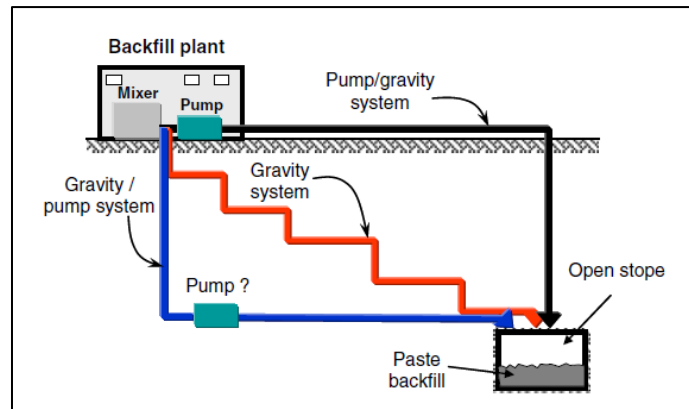


Figure 2.23: Illustration des configurations possibles de distribution du remblai (tirée de Khaldoun et al. 2016).

Tout comme le remblai hydraulique, le remblai en pâte cimenté peut être acheminé par gravité dans les chantiers souterrains. L'aménagement des chantiers au remblayage inclut l'installation d'un système de drainage ainsi que la construction de barricades. Étant donné qu'il y a un potentiel de liquéfaction du remblai, la conception de ces barricades est cruciale (Yumlu 2008; Belem et Benzaazoua 2008; Hughes et al. 2010; Sheshpari 2015).

2.4 Critères de rupture pour les remblais miniers

Un critère de rupture ou de plasticité est une formulation mathématique qui permet de décrire, en termes de contraintes ou de déformations, les états critiques ou ultimes d'un matériau soumis à diverses sollicitations mécaniques. Une particularité des critères de la plupart des géomatériaux par rapport aux métaux est la dépendance de la pression de confinement et la dépendance de la géométrie de contraintes. La première est caractérisée par un angle de frottement (friction) non-nulle et la deuxième par le fait que la résistance en compression est plus grande que celle en traction/extension (Aubertin et al. 2000; Li et Aubertin 2004; Li et al. 2005, 2017). La géométrie des contraintes est usuellement décrite par l'angle de Lode θ qui est défini comme suit :

$$\theta = \frac{1}{3} \sin^{-1} \frac{3\sqrt{3}J_3}{2\sqrt{J_2}^3} \quad (2.9)$$

Où J_2 est le deuxième invariant des déviateurs des contraintes et J_3 est le troisième invariant des déviateurs des contraintes.

Au cours des années, beaucoup de critères ont été proposés pour les géomatériaux. Dans cette section, quelques critères de rupture susceptibles d'être utilisés pour les remblais miniers sont présentés.

2.4.1 Critère de Coulomb

Le critère de Coulomb est sans doute le plus utilisé en géotechnique pour décrire l'état critique des géomatériaux. Dans le plan de Mohr, il est exprimé comme suit :

$$\tau = c + \sigma \tan(\phi) \quad (2.10)$$

Où τ est la contrainte de cisaillement maximale que le matériau peut subir à une contrainte normale σ ; c est la cohésion du matériau; ϕ est l'angle de frottement interne du matériau.

Dans le plan des contraintes principales σ_1 et σ_3 , le critère de Coulomb devient une expression comme suit :

$$\left(\frac{\sigma_1}{C_0}\right) + \left(\frac{\sigma_3}{T_0}\right) = 1 \quad (2.11)$$

Où C_0 représente la résistance en compression uniaxiale et T_0 la résistance en traction simple.

La figure 2.24 illustre une enveloppe de rupture du critère de Coulomb sur le plan de Mohr $\sigma - \tau$ (figure 2.24a) et sur le plan des contraintes principales (figure 2.24b).

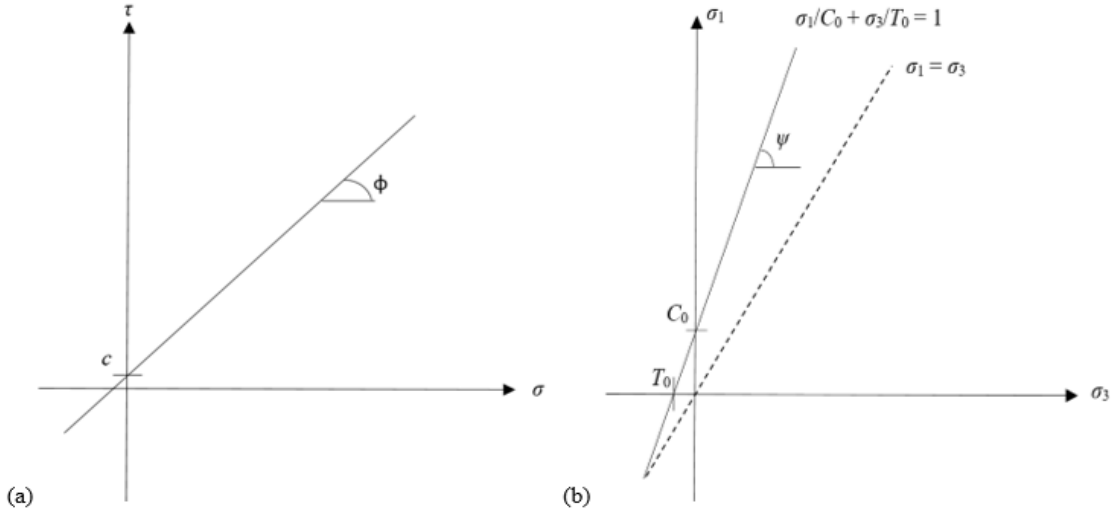


Figure 2.24: Illustration de l'enveloppe de rupture du critère de Coulomb : (a) dans le plan de Mohr; (b) dans le plan des contraintes principales.

On voit que le critère de Coulomb est représenté comme une ligne droite dont la pente est représentée par $\tan \phi$ et l'intersection avec l'axe vertical des contraintes de cisaillement correspond à la cohésion c .

Le critère de Coulomb a été généralisé en 3D et s'exprime comme suit (Desai et Siriwardane 1984) :

$$[(\sigma_1 - N\sigma_2)^2 - 4Nc^2][(\sigma_2 - N\sigma_3)^2 - 4Nc^2][(\sigma_3 - N\sigma_1)^2 - 4Nc^2] = 0 \quad (2.12)$$

Où $N = \frac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi}$, c est la cohésion, σ_2 est la contrainte principale intermédiaire. Il s'exprime par des invariants des contraintes comme suit :

$$-\frac{I_1}{3} \sin \phi + \sqrt{J_2} \cos \phi - \sqrt{\frac{J_2}{3}} \sin \phi \sin \theta - c * \cos \phi = 0 \quad (2.13)$$

Où θ représente l'angle de Lode variant entre $-\pi/6$ et $\pi/6$, I_1 représente le premier invariant des contraintes, J_2 le deuxième invariant des déviateurs des contraintes, ϕ l'angle de frottement interne et c la cohésion de la roche/sol. Entre $-\pi/6$ et $\pi/6$, l'angle de Lode θ qui est défini comme suit :

$$\theta = \frac{1}{3} \sin^{-1} \left(-\frac{27J_3}{2(3J_2)^{2/3}} \right) \quad (2.14)$$

Le critère de Coulomb est simple. Cependant, il contient plusieurs limitations. Par exemple, il surestime la résistance de matériau en traction ou en extension. Il a aussi tendance à surestimer la résistance de matériaux lorsque la pression de confinement est élevée. Cela indique que l'enveloppement de rupture de géomatériau n'est pas linéaire et le critère de rupture de Coulomb n'est pas représentatif lorsque la pression de confinement est négative (en traction/extension) ou ou très élevée en compression. D'autres limitations du critère de rupture de Coulomb ont été indiqués dans plusieurs publications (e.g. Aubertin et al. 1999, 2000; Aubertin et Li 2004; Li et al. 2005, 2017). Malgré ces diverses limitations, le critère de Coulomb reste le critère le plus utilisé en géotechnique. Il est également le critère le plus utilisé pour les remblais miniers (Benzaazoua et al. 2000, 2005; Belem et al. 2000; Ouellet et al. 2004).

2.4.2 Critère de Hoek et Brown

Le critère de rupture de Hoek et Brown (1980) est une expression non-linaire et empirique. Il a été initialement développé pour des roches et exprimé comme suit (Hoek et Brown 1980) :

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m \left(\frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} \right) + s \right)^{0.5} \quad (2.15)$$

Où σ_{ci} représente la résistance en compression uniaxiale de la roche intacte; m et s sont deux paramètres de matériau ($s = 1$ pour les roches intactes).

La figure 2.25 illustre une enveloppe de rupture du critère de Hoek-Brown (1980) sur le plan des contraintes principales.

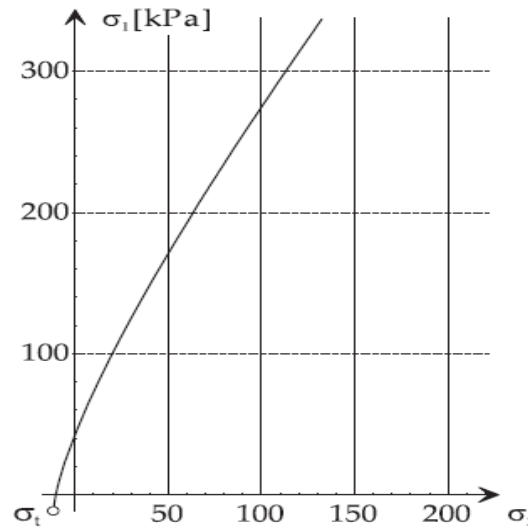


Figure 2.25: Illustration de l'enveloppe du critère de rupture de Hoek-Brown dans le plan des contraintes principales (adaptée de Hoek et al. 2002).

Le critère de Hoek et Brown (1980) a été également généralisé en 3D et exprimé comme suit (Pan et Hudson 1988a, 1988b) :

$$2\sqrt{J_2}\cos\theta - \left[\frac{mC_0\sqrt{J_2}}{\sqrt{3}} (\sin\theta - \sqrt{3}\cos\theta) + \frac{I_1}{3}mC_0 + sC_0^2 \right]^{\frac{1}{2}} \quad (2.16)$$

Où θ représente l'angle de Lode variant entre $-\pi/6$ et $\pi/6$ et défini par l'équation (2.14), I_1 représente le premier invariant des contraintes, J_2 le deuxième invariant des déviateurs des contraintes, m et s sont deux paramètres de matériau, C_0 représente la résistance en compression uniaxiale et T_0 la résistance en traction simple.

Malgré qu'il ait été développé pour les roches, le critère de rupture de Hoek et Brown (1980) a été utilisé pour décrire la rupture des remblais miniers par certains chercheurs (Beruar et al. 2013; Cai 2013).

2.4.3 Critère MSDP_u

Le critère MSDP_u a été formulé en combinant les critères de Mises-Schleicher (Kovrizhnykh 2004) et de Druker-Prager (Druker et al. 1952). Il est exprimé comme suit (Aubertin et al. 1999, 2000; Li et al. 2017) :

$$\sqrt{J_2} = F_0 * F_\pi \quad (2.17)$$

Où F_0 est une fonction caractérisant la surface de rupture dans le plan $I_1 - \sqrt{J_2}$ et F_π est une fonction caractérisant la surface de rupture dans le plan π . Elle est exprimée comme suit (Aubertin et al. 2000):

$$F_0 = \sqrt{\alpha^2(I_1^2 - 2I_1a_1) + a_2^2} \quad (2.18)$$

$$F_\pi = \frac{b}{\sqrt{b^2 + (1+b^2)\sin^2(45^\circ - 1.5\theta)}} \quad (2.19)$$

Où α , a_1 , a_2 , et I_c sont des paramètres du matériau. Le paramètre α est exprimé comme suit :

$$\alpha = \frac{2 \sin \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)} \quad (2.20)$$

Où ϕ est l'angle de frottement du matériau. Les paramètres \tilde{a}_1 et \tilde{a}_2 sont exprimés comme suit :

$$a_1 = \left(\frac{\sigma_c - \sigma_t}{2} \right) - \left(\frac{\sigma_c^2 - (\sigma_t/b)^2}{6\alpha^2(\sigma_t + \sigma_c)} \right) \quad (2.21)$$

$$a_2 = \left\{ \left(\frac{\sigma_c + \sigma_t/b^2}{3(\sigma_c + \sigma_t)} - \alpha^2 \right) \sigma_c \sigma_t \right\}^{1/2} \quad (2.22)$$

Où σ_c est la résistance en compression simple du matériau et σ_t est sa résistance à la traction. Les crochets $\langle \rangle$ représentent les crochets de l'opérateur de MacCauly exprimé comme suit :

$$\langle x \rangle = \frac{(x + |x|)}{2} \quad (2.23)$$

La figure 2.26 illustre une enveloppe de rupture du critère MSDP_u sur le plan $I_1 - \sqrt{J_2}$ pour différentes valeurs de la cote RMR.

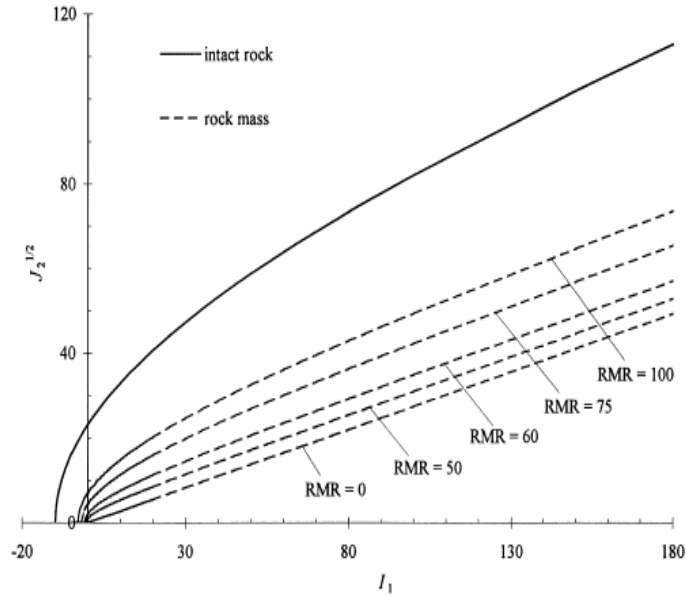


Figure 2.26: Illustration de l'enveloppe de rupture du critère MSDPu sur le plan $I_1 - \sqrt{J_2}$ pour différentes valeurs de la cote RMR (tirée de Aubertin et al. 2000).

Pour ce qui est de l'expression de F_π , b représente un paramètre de forme variant entre 0,75 et 1; θ est l'angle de Lode ($-30^\circ \leq \theta \leq 30^\circ$) défini précédemment par l'équation (2.14).

Bien que le critère de rupture MSDPu a été initialement développé pour les roches, les résultats montrent qu'il s'applique également aux remblais (Li et al. 2005, 2017). Un modèle élasto-plastique MSDPu a été introduit dans FLAC et a été utilisé pour analyser les contraintes dans un chantier remblayé (Li et al. 2010).

2.5 Analyse de contraintes dans un chantier remblayé

2.5.1 Contraintes dans un chantier remblayé isolé

Quand un remblai est placé dans un chantier, les particules du remblai ont tendance à se tasser vers le bas alors que les épontes rocheuses ont tendance à les retenir en place par des contraintes au cisaillement le long des parois. Une partie des charges dans le remblai dues au poids de la terre du remblai est donc transférée sur les épontes, menant à des contraintes plus faibles dans le remblai par rapport aux pressions calculées selon le poids des terres. Ce phénomène fut observé pour la première fois par Janssen (1895) dans l'industrie des poudres et fut nommé « l'effet d'arche ». La théorie d'effet d'arche a été appliquée en génie civil par Marston (1930) pour calculer les contraintes agissantes sur les conduites enterrées dans les tranchées et plus tard par Terzaghi (1936, 1943) pour analyser la distribution des contraintes au-dessus de tunnels. Le phénomène d'effet d'arche a été également observé sur les barrages avec un noyau (Kutzner 1997), dans des tas de sable (Michalowski et Park 2004) et le long des pieux (Shelke et Patra 2008) et dans le remblai en arrière d'un mur de soutènement (Take et Valsangkar 2001; Paik et Salgado 2003; Goel et Patra 2008; Greco 2013). Le phénomène d'effet d'arche dans les chantiers miniers remblayés fut étudié par Askew et al. (1978), Knutsson (1981), Aubertin et al. (2003), Li et al. (2003, 2005, 2006, 2007), Belem et al. (2004), Blight (2006), Pirakaparan et Sivakugan (2007a, 2007b), Li et Aubertin (2008, 2009a, 2009b, 2009c, 2010, 2014), Singh et al. (2010), Grabinsky (2010), Thompson et al. (2012), El Mkadmi et al. (2011a, 2011b, 2013), El Mkadmi (2012) et Sobhi et al. (2017). Dans ce qui suit, un résumé des principales solutions analytiques pour évaluer les contraintes dans un chantier remblayé sera présenté.

2.5.1.1 Solution analytique de Marston (1930)

Dans un contexte de génie civil, plus particulièrement une tranchée municipale, Marston (1930) a proposé l'équation suivante pour estimer la contrainte verticale normale σ_v exercée par un remblai pulvérulent sur les conduites enfouies :

$$\sigma_v = \frac{\gamma W}{2K \tan \delta} \left[1 - \exp\left(-\frac{2K \tan \delta}{W} z\right) \right] \quad (2.24)$$

Où W représente la largeur de la tranchée, γ le poids volumique du remblai, δ l'angle de frottement à l'interface remblai-murs de la tranchée, z est la profondeur et K est le coefficient de pression des

terres. Cependant, la solution de Marston (1930) ne considère pas la cohésion du remblai. Dans le cas d'un chantier remblayé, Aubertin et al. (2003) ont proposé l'équation suivante pour évaluer les contraintes verticales (σ_v) et horizontales (σ_h) à une profondeur z :

$$\sigma_v = \frac{\gamma W}{2K \tan \phi} \left[1 - \exp\left(-\frac{2K \tan \phi}{W} z\right) \right] \quad (2.25)$$

$$\sigma_h = \frac{\gamma W}{2 \tan \phi} \left[1 - \exp\left(-\frac{2K \tan \phi}{W} z\right) \right] \quad (2.26)$$

On constate que l'angle δ de la solution de Marston (1930) a été remplacé par l'angle de frottement du remblai ϕ dans la solution d'Aubertin et al. (2003) puisque l'on suppose que le glissement se passe à l'intérieur du remblai en raison des murs très rugueux formés par des dynamitages de production.

2.5.1.2 Solution analytique de Terzaghi (1943)

Quand le remblai est cohésif, une équation proposée par Terzaghi (1943) peut être utilisée pour estimer la contrainte verticale dans un chantier remblayé comme suit :

$$\sigma_v = \frac{\gamma W - 2c}{2K \tan \phi} \left[1 - \exp\left(-\frac{2K \tan \phi}{W} z\right) \right] \quad (2.27)$$

Où W représente la largeur du chantier, γ le poids volumique du remblai, ϕ l'angle de frottement interne du remblai, c la cohésion du remblai, z est la profondeur et K est le coefficient de pression des terres.

Même si Terzaghi (1943) a effectué des essais en laboratoire avec des échantillons de sables ($c = 0$), il a inclus la cohésion dans sa solution analytique sans donner d'explications précises.

2.5.1.3 Solution analytique de Blight (1984)

En se basant sur les travaux de Terzaghi (1943), Blight (1984) a proposé une solution analytique pour évaluer les contraintes verticales dans un chantier remblayé incliné avec un remblai cohésif. La figure 2.27 montre les contraintes agissant sur une couche d'élément perpendiculaire aux épontes dans un chantier incliné utilisée par Blight (1984) pour formuler sa solution analytique. Il a d'abord assumé que les épontes sont parallèles et qu'elles ont les mêmes propriétés géomécaniques. Deuxièmement, les interfaces entre les épontes rocheuses et le remblai ont les

mêmes propriétés. Troisièmement, que le remblai se draine après son aménagement pour dissiper toutes pressions interstitielles en excès.

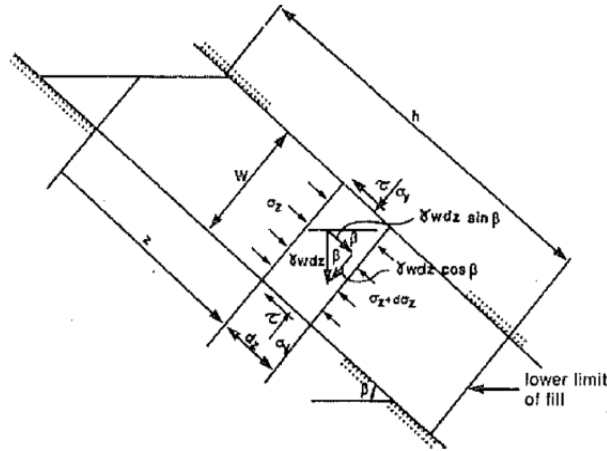


Figure 2.27: Illustration des contraintes agissant sur un chantier incliné et remblayé (tirée de Blight 1984).

La pression interstitielle u varie selon la relation linéaire suivante :

$$u = u_0 + B' \sigma_z \quad (2.28)$$

Où σ_z est la contrainte totale dans le remblai, u la pression interstitielle, $B' = 1$ représente l'état géostatique du remblai à court terme et $B' = 0$ l'état du remblai à long terme lorsque les pressions interstitielles en excès se sont dissipées (i.e., $u = u_0$). Le paramètre u_0 étant la pression hydrostatique de l'eau avant la dissipation des contraintes interstitielles en excès.

En considérant l'état d'équilibre pour une couche de remblai (figure 2.29), la distribution des contraintes verticale (σ_z), donc parallèle à l'éponte, et latérale (σ_y), perpendiculaire à l'éponte, définis par Blight (1984) dans un chantier incliné et remblayé est exprimée comme suit :

$$\sigma_z = \frac{W}{2K \tan \phi' (1-B')} \left[\gamma \sin \beta - \frac{2}{W} (c' - u_0 K \tan \phi') \right] \left(1 - e^{\frac{-2K \tan \phi'}{W} z} \right) \quad (2.29)$$

$$\sigma_y = K(\sigma_z - u) + u \quad (2.30)$$

Où W représente la largeur du chantier dans la direction perpendiculaire aux épontes, γ le poids volumique du remblai, ϕ' l'angle de frottement interne du remblai, c' la cohésion du remblai, z est la profondeur parallèle au chantier incliné dans le remblai, $K (= 1 - \sin \phi')$ est le coefficient de pression des terres, et β est l'angle d'inclinaison du chantier.

2.5.1.4 Solution analytique de Marcinyshin (1996)

Marcinyshyn (1996) a proposé une équation pour évaluer la contrainte verticale agissant sur un pilier-semelle à partir de la solution de Terzaghi (1943). MATSS, ou *Marcinyshyn's Arching Theory Summation Series*, peut être appliquée pour estimer la contrainte verticale normale dans une ouverture remblayée. La théorie de MATSS a considéré plusieurs couches de remblai dans le chantier avec une pression de surcharge au sommet de chaque couche (voir figure 2.28).

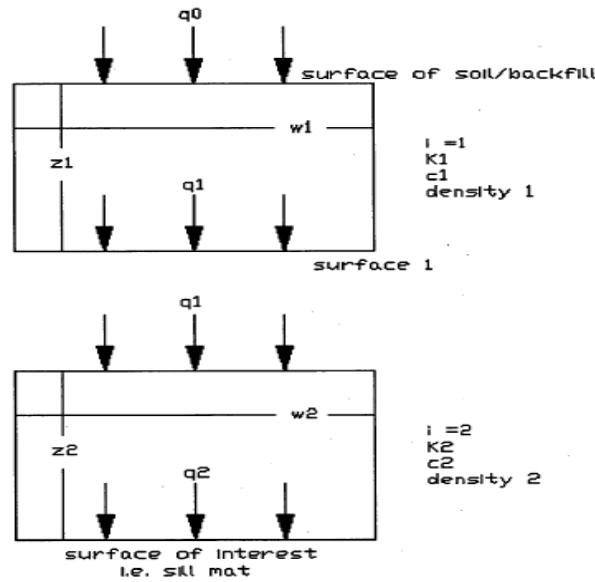


Figure 2.28: Représentation du modèle de MATSS basée sur la théorie de Terzaghi (1948) (tirée de Marcinyshyn 1996).

Un avantage du modèle de MATSS est la considération de la variation des propriétés d'une couche à l'autre. Une sommation basée sur plusieurs couches est calculée comme suit :

$$\sigma_v = [(\gamma_n w_n - 2c_n)/(2K_n \tan \phi_n)] + 0,5 \sum_{i=1}^n [\{(\gamma_{i-1} w_{i-1} - 2c_{i-1})/(K_{i-1} \tan \phi_{i-1})\} - \{(\gamma_i w_i - 2c_i)/(K_i \tan \phi_i)\}] e^{-\chi} \quad (2.31)$$

$$\chi = 2 \sum_{j=i}^n (K_j z_j / w_j) \tan \phi_j \quad (2.32)$$

Où σ_v est la contrainte verticale appliquée sur le pilier-semelle, K_i représentant le coefficient de pression des terres pour la couche i numéroté à partir de la surface, $n (\geq 1)$ est le nombre de couches dans le chantier, z_i et w_i étant respectivement la profondeur et la largeur de la couche i , c_i la cohésion

du remblai, γ_i le poids volumique du remblai et ϕ_i l'angle de frottement interne du remblai dans la couche i .

Avec la théorie de MATSS, il est crucial d'évaluer adéquatement le coefficient de pression des terres K pour chaque couche. Tout dépendamment de l'application de la théorie de MATSS (pilier-semelle, digue, mur de soutènement), on doit déterminer si ce sont les conditions actives ou passives qui sont présentes dans le chantier. Dans le cas d'un pilier-semelle dans un chantier étroit, les conditions passives sont présentes. Le coefficient de pression des terres passif K_p varie en fonction de cycle de minage du chantier remblayé et est illustré par la figure 2.29. Initialement, la valeur de K_p est égale à celle de K_0 et augmente progressivement avec la convergence des épontes. Par la suite, la valeur de K_p diminue due au dynamitage du minerai et à l'extraction des piliers de minerai et augmente graduellement en fonction du temps.

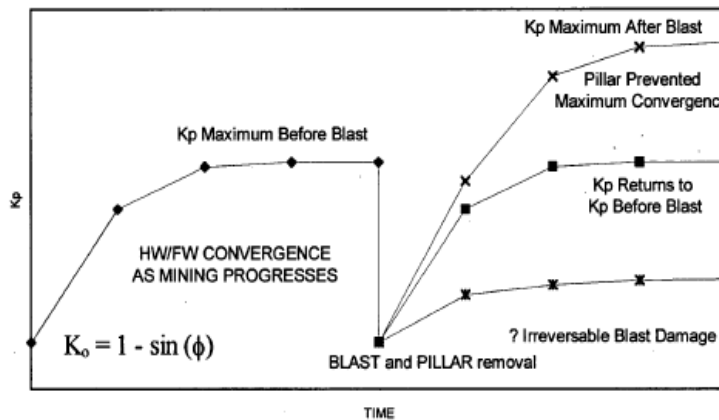


Figure 2.29: Variation du coefficient de pression des terres lors du cycle de minage (tirée de Marcinyshyn 1996).

2.5.1.5 Solution analytique de Caceres (2005)

Dans le cas d'un chantier minier incliné, Caceres (2005) a proposé l'équation suivante pour estimer la contrainte verticale dans le remblai :

$$\sigma_v = \frac{\gamma W \sin^2 \beta}{2K \tan \phi} \left[1 - \exp\left(-\frac{2K \tan \phi}{W \sin^2 \beta} z\right) \right] \quad (2.33)$$

Où γ représente le poids volumique du remblai, K est le coefficient de pression des terres, ϕ l'angle de frottement interne du remblai, z la hauteur du remblai, W la largeur du chantier minier et β

l'angle d'inclinaison du chantier. À partir de ses simulations numériques, Caceres (2005) a proposé l'équation suivante pour le coefficient de pression des terres K :

$$K = 1.4 \sin^2 \phi - 2 \sin \phi + 1 \quad (2.34)$$

Les modélisations numériques de Caceres (2005) ont révélé que la valeur du coefficient de pression des terres varie entre l'état actif du remblai et son état au repos. Caceres (2005) a également spécifié que son équation formulée (2.34) pour le coefficient de pression des terres n'est valide que pour un matériau sans cohésion avec un angle de frottement interne de moins de 40° .

Des travaux récents effectués par Yang (2016) ont démontré que l'équation différentielle initiale utilisée par Caceres (2005) pour en arriver à sa solution analytique devrait être la suivante :

$$W \sigma_y - W(\sigma_y + d\sigma_y) - \frac{2\sigma_t dy}{\sin \beta} + yW dy = 0 \quad (2.35)$$

Le troisième terme de l'équation, qui s'exprime par $\frac{2\sigma_t dy}{\sin \beta}$, devrait plutôt être $2\sigma_t dy$. En tenant compte de cette correction, l'équation de la contrainte verticale de Caceres (2005) est modifiée et exprimée comme suit (Ting et al. 2011; Yang 2016) :

$$\sigma_v = \frac{\gamma W \sin \beta}{2K \tan \phi} \left[1 - \exp\left(-\frac{2K \tan \phi}{W \sin \beta} z\right) \right] \quad (2.36)$$

2.5.1.6 Solution analytique de Ting et al. (2011)

Ting et al. (2011) ont également proposé une équation pour estimer la contrainte verticale agissant sur le remblai dans un chantier incliné. Ils se sont inspirés de la solution analytique de Caceres (2005) et ont notamment développé une nouvelle expression pour le coefficient de pression des terres K associé à leur solution analytique. L'expression de la contrainte verticale agissant sur le remblai dans un chantier incliné avec une surcharge appliquée sur le remblai est exprimée comme suit :

$$\sigma_v = \frac{\gamma W - 2c(1 + \sin(2\beta) \tan \delta)}{2K_\beta \tan \delta} \left[1 - \exp\left(-2K_\beta \frac{z}{W} \tan \delta\right) \right] + q * \exp\left(-2K_\beta \frac{z}{W} \tan \delta\right) \quad (2.37)$$

Où γ représente le poids volumique du remblai, $\delta (= 2/3 \phi)$ est l'angle de frottement de l'interface remblai-murs latéraux du chantier, K_β est un coefficient modifié de pression des terres en fonction de l'inclinaison du chantier, z est la profondeur dans le remblai, W est la largeur du chantier, c la

cohésion du remblai et q la surcharge appliquée sur le remblai. Le paramètre K_β est exprimé en fonction du coefficient de pression des terres $K (=1 - \sin \phi)$ et de l'angle d'inclinaison du chantier β comme suit :

$$K_\beta = \frac{1+K}{2} + \frac{1-K}{2} \cos 2\beta + K \tan \delta \tan(2\beta) \quad (2.38)$$

Ting et al. (2014) ont amélioré les solutions de Ting et al. (2011) dans le but de déterminer l'état des contraintes dans des chantiers remblayés avec des épontes non-parallèles entre elles mais inclinées dans la même direction. Ils ont démontré que les contraintes dans les chantiers remblayés peuvent varier significativement en fonction de la différence d'inclinaison entre les deux épontes.

2.5.1.7 Solution analytique de Jahanbakhshzadeh (2017)

Les solutions analytiques précédentes considéraient que la valeur du coefficient de pression des terres était constante sur la largeur et la hauteur du chantier. Cependant, des simulations numériques ont tendance à montrer que cette hypothèse n'est pas tout à fait exacte (Li et al. 2003; Li et Aubertin 2008), et c'est particulièrement vrai pour les chantiers inclinés (Jahanbakhshzadeh 2016). Les résultats numériques de Jahanbakhshzadeh (2016) montrent que l'angle d'inclinaison du chantier (β) et l'angle de frottement interne du remblai (ϕ') influencent également les contraintes et la valeur du coefficient K . Jahanbakhshzadeh et al. (2017) ont donc proposé une nouvelle solution analytique pour calculer le coefficient de pression des terres (K) dans un chantier incliné en tenant en compte l'influence de l'angle d'inclinaison (β), l'angle de frottement interne du remblai (ϕ') ainsi que la position de calcul dans le chantier.

L'expression suivante est proposée pour le coefficient de pressions des terres dans un chantier remblayé incliné K_β :

$$K_\beta = K_{aR} * f_h * f_w \quad (2.39)$$

Où K_{aR} représente le coefficient de pression des terres actif de Rankine. Les fonctions f_w et f_h tiennent en compte les facteurs géométriques tels que la hauteur, la largeur et l'inclinaison du chantier. Ces fonctions sont définies comme suit :

$$f_w = \left\{ 1 + \Lambda \left(1 - \frac{l}{w} \right)^4 \right\} \quad (2.40)$$

$$f_h = (1 + \cos \beta) - \left[\frac{h}{H} \tan \phi' \cos^2 \beta \right] \quad (2.41)$$

avec

$$\Lambda = 3 \tan \phi' \cos(\beta - 10^\circ) \quad (2.42)$$

Où β est l'angle d'inclinaison des épontes, W (m) étant la largeur du chantier et l (m) la distance entre le point de calcul et l'éponte supérieure pour les chantiers inclinés ($0 \leq l \leq W$) et h (m) est la profondeur dans le remblai.

La figure 2.30 montre les contraintes agissant sur la couche d'élément horizontal dans un chantier incliné utilisée par Jahanbakhshzadeh et al. (2017) pour formuler une nouvelle solution analytique pour évaluer les contraintes dans un chantier remblayé incliné. Sur la figure, dh (m) est l'épaisseur de la couche d'élément, dW (kN) est le poids de cette couche d'élément, V et $V + dV$ (kN/m) sont les forces verticales appliquées à la surface et à la base respectivement de la couche d'élément, F_{HW} et F_{FW} sont les forces normales appliquées sur les épontes supérieure et inférieure respectivement et S_{HW} et S_{FW} sont les forces en cisaillement le long de l'interface remblai-massif rocheux pour l'éponte supérieure et inférieure respectivement.

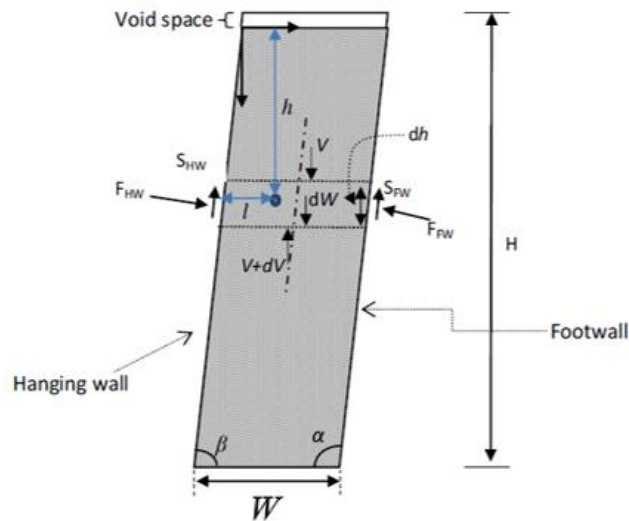


Figure 2.30: Illustration des contraintes agissant sur un chantier incliné et remblayé (tirée de Jahanbakhshzadeh et al. 2017).

En analysant l'équilibre de la couche d'élément, Jahanbakhshzadeh et al. (2017) ont proposé l'équation suivante pour calculer les contraintes verticales à n'importe quelle profondeur h dans un chantier remblayé :

$$\sigma_{vh} = \frac{\gamma W \sin \beta}{2K_\beta \tan \phi'} \left(1 - \exp \left(-\frac{2K_\beta \tan \phi'}{W \sin \beta} h \right) \right) \quad (2.43)$$

Les contraintes horizontales peuvent être calculées à partir du coefficient de pression des terres K_β défini précédemment par l'équation (2.39).

Il y a cependant plusieurs limitations dans la solution de Jahanbakhshzadeh et al. (2017). Celle-ci a été développée pour des remblais sans cohésion. L'application de cette solution peut surestimer les contraintes verticales dans les chantiers avec un remblai cimenté. De plus, la solution de Jahanbakhshzadeh et al. (2017) est seulement applicable dans les cas où les pressions interstitielles se sont dissipées ou qu'elles sont inexistantes.

2.5.1.8 Solution analytique de Li et al. (2005)

En posant l'hypothèse que les murs d'un chantier peuvent avoir des propriétés géotechniques différentes (voir figure 2.31), Li et al. (2005) ont proposé l'équation suivante pour estimer la contrainte verticale dans un chantier tridimensionnel :

$$\sigma_v = \left(\frac{\gamma - (\kappa_{13} W^{-1} + \kappa_{24} L^{-1})}{\lambda_{13} W^{-1} + \lambda_{24} L^{-1}} \right) \{ 1 - \exp(-z(\lambda_{13} W^{-1} + \lambda_{24} L^{-1})) \} \quad (2.44)$$

Où W et L représentent respectivement la largeur et la longueur du chantier remblayé. Les indices 1, 2, 3 et 4 représentent les murs dans le modèle de Li et al. (2005).

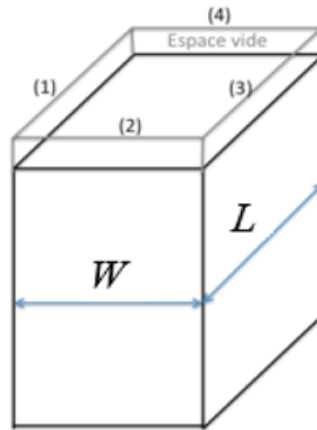


Figure 2.31: Illustration d'un modèle 3D d'un chantier remblayé de Li et al. (2005).

Les paramètres λ_{13} , λ_{24} , κ_{13} et κ_{24} sont exprimés comme suit :

$$\lambda_{13} = K_1 \tan \delta_1 + K_3 \tan \delta_3 \quad (2.45)$$

$$\lambda_{24} = K_2 \tan \delta_2 + K_4 \tan \delta_4 \quad (2.46)$$

$$\kappa_{13} = c_1 + c_3 + 2c(\tan \alpha_1 \tan \delta_1 + \tan \alpha_3 \tan \delta_3) \quad (2.47)$$

$$\kappa_{24} = c_2 + c_4 + 2c(\tan \alpha_2 \tan \delta_2 + \tan \alpha_4 \tan \delta_4) \quad (2.48)$$

Où les paramètres c_i et δ_i représentent respectivement la cohésion et l'angle de frottement à l'interface entre le remblai et le mur i ($= 1, 2, 3$ et 4). Le coefficient de pression des terres K_i et l'angle d'état α_i sont définis dans le tableau 2.2.

Tableau 2.2: Définition des paramètres K_i et α_i et leurs valeurs respectives (Li et al. 2005).

État du remblai	K_i	α_i
Repos (K_0)	$1 - \sin \phi$	0
Actif (K_a)	$(1 - \sin \phi) / (1 + \sin \phi)$	$\phi/2 - 45^\circ$
Passif (K_p)	$(1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi)$	$45^\circ + \phi/2$

L'expression de la contrainte verticale peut être simplifiée en assumant l'une des quatre simplifications suivantes :

- 1) On considère que les quatre murs sont formés du même matériau (i.e. $\delta_1 = \delta_2 = \delta_3 = \delta_4$ et $c_1 = c_2 = c_3 = c_4 = c$)
- 2) De plus, on considère que le remblai est dans le même état dans les quatre directions (i.e. $K_1 = K_2 = K_3 = K_4 = K$ et $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = \alpha_4 = \alpha$).
- 3) La longueur du chantier dépasse grandement la largeur (i.e. $L \gg W$).
- 4) On suppose de plus que $\delta = \phi$ et que le remblai a une cohésion nulle $c = 0$.

2.5.1.9 Solution analytique de Li et Aubertin (2009a) sur la contrainte normale effective en modèle 2D

Li et Aubertin (2009a) ont poursuivi sur les travaux de Li et Aubertin (2008) en développant une solution analytique pour estimer la contrainte verticale normale effective en modèle 2D en tenant compte de la pression d'eau (voir figure 2.32). La contrainte verticale effective s'exprime comme suit :

$$\sigma_v' = \frac{W\gamma_{sub}}{2K_s \tan \phi'} \left[1 - \exp \left(-\frac{2K_s(h-H_m)}{W} \tan \phi' \right) \right] + \frac{\gamma_m W}{2K \tan \phi} \left[1 - \exp \left(-\frac{2KH_m}{W} \tan \phi \right) \right] * \exp \left(-\frac{2K_s(h-H_m)}{W} \tan \phi' \right) \quad (2.49)$$

Où W représente la largeur du chantier remblayé, z la profondeur à partir de la surface du remblai, H_m l'épaisseur du remblai humide, ϕ l'angle de frottement, ϕ' l'angle de frottement effectif du remblai, γ_m le poids volumique du remblai humide, γ_{sub} le poids volumique du remblai submergé, K le coefficient de pression des terres et K_s le coefficient pression des terres effectif pour le remblai saturé.

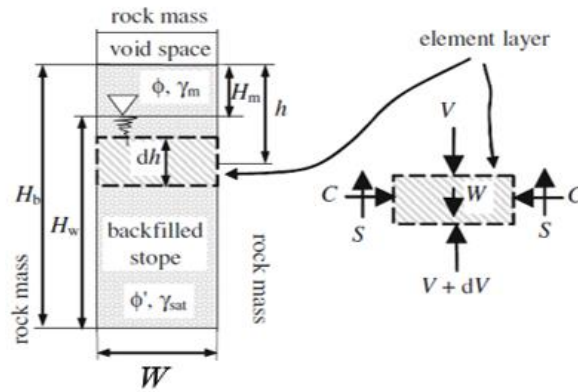


Figure 2.32: Illustration des contraintes agissant sur un segment du remblai partiellement submergé (tirée de Li et Aubertin 2009a).

La solution de Li et Aubertin (2009a) indique que la présence d'eau peut réduire significativement les contraintes effectives sous le niveau de l'eau, tandis que les contraintes totales pourraient être augmentées.

2.5.1.10 Solution analytique de Li et Aubertin (2009b) sur la contrainte normale effective en modèle 3D

En se basant sur les solutions de Li et al. (2005) et Li et Aubertin (2009a), Li et Aubertin (2009b) ont continué d'étudier la pression d'eau dans un chantier en utilisant un modèle 3D. Ils ont développé une solution analytique pour estimer la contrainte verticale normale effective à n'importe quelle profondeur h qui s'exprime comme suit :

$$\sigma_{vh}' = \frac{\gamma_m - 2c_m(\lambda_{1m}W^{-1} + \lambda_{2m}L^{-1})}{M_m} \{1 - \exp(-H_m M_m)\} \exp[(H_m - h)M_{sat}] + \frac{\gamma_{sub} - 2c_{sat}(\lambda_{1sat}W^{-1} + \lambda_{2sat}L^{-1})}{M_{sat}} \{1 - \exp[(H_m - h)M_{sat}]\} + q * \exp[(H_m - h)M_{sat} - H_m M_m] \quad (2.50)$$

Les paramètres λ_{1m} , λ_{2m} , M_m , λ_{1sat} , λ_{2sat} , M_{sat} sont exprimés comme suit :

$$\lambda_{1m} = 1 + 2 \tan \alpha_{1m} \tan \delta_m \quad (2.51)$$

$$\lambda_{2m} = 1 + 2 \tan \alpha_{2m} \tan \delta_m \quad (2.52)$$

$$M_m = 2(W^{-1}K_{1m} + L^{-1}K_{2m}) \tan \delta_m \quad (2.53)$$

$$\lambda_{1sat} = 1 + 2 \tan \alpha_{1sat} \tan \delta_{sat} \quad (2.54)$$

$$\lambda_{2sat} = 1 + 2 \tan \alpha_{2sat} \tan \delta_{sat} \quad (2.55)$$

$$M_{sat} = 2(W^{-1}K_{1sat} + L^{-1}K_{2sat}) \tan \delta_{sat} \quad (2.56)$$

La figure 2.33 illustre le modèle de Li et Aubertin (2009b) en tenant compte d'une surcharge s'appliquant sur la surface du remblai.

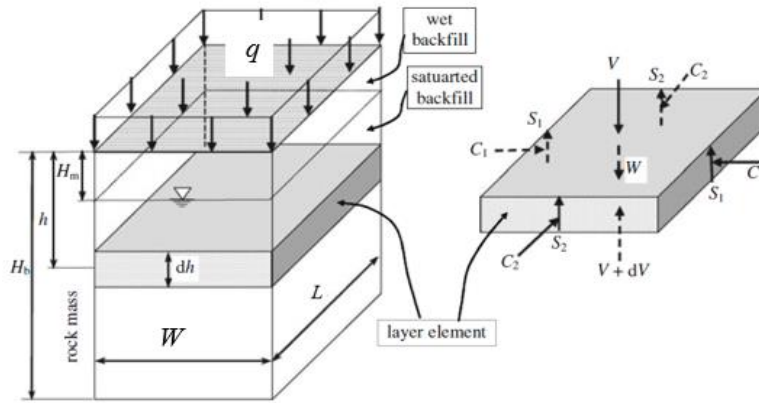


Figure 2.33: Illustration des contraintes agissant sur un segment du remblai partiellement submergé comprenant également une surcharge sur le remblai (tirée de Li et Aubertin 2009b).

Les paramètres K_{im} , α_{im} , K_{isat} et α_{isat} sont définis dans le tableau 2.3.

Tableau 2.3: Détermination des paramètres K_{im} , α_{im} , K_{isat} et α_{isat} et leurs valeurs (adaptée de Li et Aubertin 2009b).

État du remblai i	Humide		Saturé	
	K_{im}	α_{im}	K_{isat}	α_{isat}
Au repos (K_0)	$1 - \sin \phi_m$	0	$1 - \sin \phi_{sat}$	0
Actif (K_a)	$(1 - \sin \phi_m) / (1 + \sin \phi_m)$	$\phi/2 - 45^\circ$	$(1 - \sin \phi_{sat}) / (1 + \sin \phi_{sat})$	$\phi/2 - 45^\circ$
Passif (K_p)	$(1 + \sin \phi_m) / (1 - \sin \phi_m)$	$45^\circ + \phi/2$	$(1 + \sin \phi_{sat}) / (1 - \sin \phi_{sat})$	$45^\circ + \phi/2$

Dans la pratique, les contraintes dans un chantier 3D sont usuellement traitées à partir d'un modèle 2D (déformations planes) lorsque le ratio de la longueur sur la largeur (L/W) dépasse une certaine valeur (généralement 3). Li et Aubertin (2009b) ont cependant indiqué que cette approche peut mener à des erreurs importantes puisque les différences entre les contraintes effectives calculées avec les solutions 2D et 3D augmentent avec la profondeur pour une valeur de L/W donnée.

2.5.1.11 Solution analytique de Li et Aubertin (2010) en considérant une contrainte verticale non-uniforme

Li et Aubertin (2010) ont développé une solution analytique en combinant les effets d'une contrainte verticale non-uniforme et d'une pression interstitielle positive. En considérant $h = H_m$ (voir figure 2.33 ci-haut), la contrainte verticale effective au centre du chantier, σ_{v0}' dans la partie située sous le niveau de l'eau, est exprimée comme suit :

$$\sigma_{v0}' = \frac{\gamma_{sub}W}{K_{sat} \tan(\delta_{sat})} \left\{ 1 - \exp \left[\frac{K_{sat}(\langle H_m \rangle - h)}{B(1 - Df_{sat}/4)} \tan(\delta_{sat}) \right] \right\} + \frac{\gamma_m W}{K_m \tan(\delta_m)} * \left\{ 1 - \exp \left[-\frac{K_m \langle H_m \rangle}{W(1 - DF_m/4)} \tan(\delta_m) \right] \right\} \exp \left[\frac{K_{sat}(\langle H_m \rangle - h)}{W(1 - DF_{sat}/4)} \tan(\delta_{sat}) \right] \quad (2.57)$$

Où W représente la largeur du chantier, γ_{sub} et γ_{sat} représentent respectivement les poids volumiques du remblai submergé et saturé, δ_m et δ_{sat} représentent respectivement l'angle de frottement entre le remblai humide et l'éponte rocheuse et l'angle de frottement entre le remblai saturée et l'éponte rocheuse, K_m et K_{sat} représentent respectivement le coefficient de réaction actif du remblai humide

et celui du remblai saturé, et DF_{sat} le coefficient de distribution des contraintes dans le chantier. Les crochets de MacCauley sont exprimés comme suit :

$$\langle H_m \rangle = \frac{H_m + |H_m|}{2} \quad (2.58)$$

Le facteur de distribution des contraintes est exprimé comme suit :

$$DF_{sat} = \frac{2^{-\lambda}}{\tan^{0.1}(50^\circ + \phi_{sat})} \quad (2.59)$$

Où ϕ_{sat} est l'angle de frottement interne du remblai saturé et λ est exprimé comme suit :

$$\lambda = 2 + \frac{H_b}{100W} \quad (2.60)$$

H_b étant la hauteur totale du remblai et W étant la largeur du chantier. Lorsque le coefficient de distribution DF_{sat} est égal à 0, la contrainte effective est uniformément distribuée sur la largeur du chantier.

Dans la partie au-dessus du niveau de l'eau ($h \leq H_m$), l'expression de la contrainte verticale effective s'exprime comme suit :

$$\sigma_{v_x} = \sigma_{v_0} \left\{ 1 - DF_m \left(\frac{|x|}{W} \right)^3 \right\} \quad (2.61)$$

Où x représente la distance entre le point de calcul et le centre sur le même niveau et σ_{v_0} est la contrainte verticale au centre du chantier, exprimée comme suit :

$$\sigma_{v_0} = \frac{\gamma_m W}{K_m \tan \delta_m} \left\{ 1 - \exp \left(- \frac{K_m \tan \delta_m}{W(1 - DF_m/4)} h \right) \right\} \quad (2.62)$$

La non-linéarité de la contrainte verticale à travers la largeur du chantier dépend du coefficient de distribution DF_m qui est exprimé comme suit :

$$DF_m = \frac{2^{-\lambda}}{\tan^{0.1}(50^\circ + \phi_m)} \quad (2.63)$$

Où ϕ_m est l'angle de frottement interne humide du remblai.

Tout comme dans les travaux de Li et Aubertin (2009a), Li et Aubertin (2010) ont démontré que la présence d'eau réduit significativement les contraintes effectives sous le niveau de l'eau, tandis

que les contraintes totales sont augmentées par rapport au cas où l'eau est absente dans le chantier remblayé.

2.5.2 Contraintes dans un chantier remblayé en considérant des excavations avoisinantes

2.5.2.1 Simulations numériques de Falaknaz et al. (2015a, b, c)

Les solutions existantes pour calculer les contraintes dans un chantier remblayé ont toutes été formulées pour des chantiers isolés. Falaknaz et al. (2015a) ont évalué l'influence de l'excavation de chantiers adjacents, et par la suite remblayés, sur l'état des contraintes dans les remblais en assumant une masse rocheuse ayant un comportement élastique linéaire. La figure 2.34 illustre les contraintes dans les chantiers adjacents après avoir remblayé le deuxième chantier.

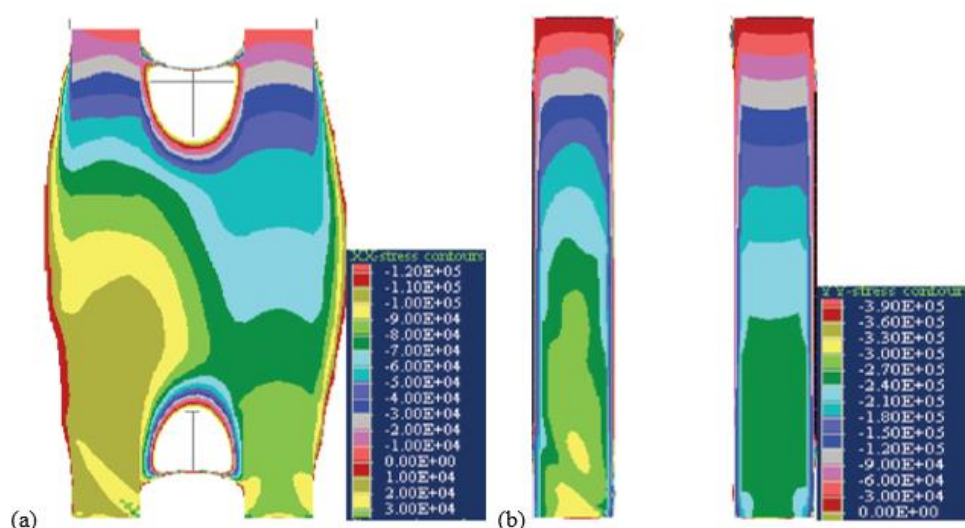


Figure 2.34: Iso-contours des contraintes induites après le remblayage du deuxième chantier : (a) contraintes latérales σ_{xx} ; (b) contraintes verticales σ_{yy} (tirée de Falaknaz et al. 2015a).

Malgré qu'un effet d'arche se développe dans les deux chantiers, la distribution des contraintes diffère dans les deux chantiers et la distribution des contraintes dans le premier chantier est également différente d'une distribution de contrainte d'un chantier isolé. Ces distributions des contraintes sont largement dues au fait que les contraintes dans le remblai du premier chantier sont altérées par l'excavation et le remblayage du second chantier. Les résultats numériques obtenus indiquent que la distribution finale des contraintes dans le second chantier remblayé sont très

similaires aux contraintes observées dans un chantier isolé. De plus, les résultats numériques ont également démontré que la solution analytique de Li et Aubertin (2008) proposée pour calculer les contraintes dans un chantier remblayé isolé pourrait être utilisée pour estimer les contraintes le long des parois rocheuses et de la ligne centrale verticale du second chantier lorsque celui-ci est entièrement remblayé.

Falaknaz et al. (2015b) ont évalué l'influence de deux chantiers remblayés adjacents sur l'état des contraintes avec une masse rocheuse ayant un comportement élasto-plastique. Les résultats ont démontré que les contraintes sont moins uniformes par rapport au cas où la masse rocheuse a un comportement élastique linéaire utilisé dans Falaknaz et al. (2015a). Le comportement mécanique de la masse rocheuse influence donc l'état des contraintes dans les chantiers remblayés adjacents. Ces différences sont attribuées à la rigidité des remblais ainsi qu'à la convergence des parois rocheuses. Tout comme le cas d'une masse rocheuse ayant un comportement élastique linéaire, la solution analytique de Li et Aubertin (2008) est adéquate pour calculer les contraintes induites dans un chantier adjacent à un chantier remblayé pour une masse rocheuse obéissant à un comportement élasto-plastique.

Falaknaz et al. (2015c) ont poursuivi leurs simulations numériques sur les chantiers remblayés adjacents en considérant des valeurs indépendantes pour l'angle de frottement ϕ' et le coefficient de Poisson ν du remblai. Ils en ont conclu que la façon de traiter les deux paramètres comme indépendants ou inter-liés (à travers le coefficient de pression des terres au repos selon l'expression de Jaky et l'effet du coefficient de Poisson) peut affecter l'état des contraintes dans les ouvertures remblayées.

Malgré la perspicacité des résultats obtenus par Falaknaz et al. (2015a, b, c), plusieurs facteurs ont été ignorés dans leurs simulations numériques. En effet, l'effet des pressions interstitielles, de la consolidation et du drainage des remblais ont été ignorés tout comme l'influence de la vitesse de remplissage des chantiers et de l'évolution des propriétés du remblai cimenté pendant son temps de cure.

2.5.2.2 Simulations numériques de Sobhi et Li (2017)

Sobhi et Li (2017) ont évalué l'état des contraintes dans un chantier remblayé supporté par un pilier-semelle et où une excavation est créée en-dessous du pilier-semelle (figure 2.35). La profondeur du chantier, l'influence de la géométrie du chantier et du pilier-semelle et les propriétés

géomécaniques du pilier-semelle, du remblai non-cimenté ainsi que de la masse rocheuse ont été évaluées. Les résultats numériques démontrent que les contraintes dans le remblai non-cimenté au-dessus du pilier-semelle sont considérablement augmentées due à la création de l'excavation sous le pilier-semelle. Un effet similaire est constaté pour les contraintes dans le pilier-semelle. Les contraintes horizontales augmentent tandis les contraintes verticales diminuent, notamment dans la portion inférieure du pilier-semelle. Les contraintes dans le remblai non-cimenté augmentent avec la profondeur du chantier, le coefficient de pression des terres de la masse rocheuse ainsi qu'avec le module de Young et le coefficient de Poisson du remblai non-cimenté. À l'inverse, les contraintes dans le remblai non-cimenté diminuent avec l'augmentation de la largeur du pilier-semelle, de l'inclinaison du chantier, du module de Young de la masse rocheuse ainsi que de la résistance au cisaillement du pilier-semelle (qui inclut la cohésion et l'angle de frottement). De plus, les contraintes verticales dans le remblai non-cimenté augmentent avec le module de Young ainsi qu'avec le coefficient de Poisson du pilier-semelle, tandis que les contraintes horizontales semblent être insensibles à une variation du coefficient de Poisson du pilier-semelle mais semblent diminuer avec l'augmentation du module de Young. Les simulations numériques de Sobhi et Li (2017) n'ont cependant pas considéré une résistance en traction pour le pilier-semelle. Sachant que la résistance en traction des piliers-semelles est d'autour de 1/10 de la résistance en compression uniaxiale UCS du remblai cimenté (Pierce 1997; Brechtel 1999; Caceres 2005; le Roux et al. 2005), les résultats des simulations de Sobhi et Li (2017) sur l'état des contraintes dans le pilier-semelle, spécialement dans la partie inférieure du pilier-semelle, auraient pu être différents si la résistance en traction avait été considérée.

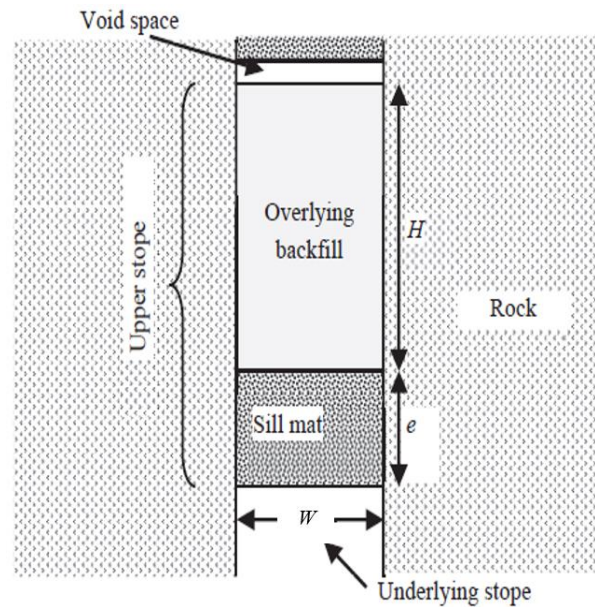


Figure 2.35: Modèle physique d'un remblai non-cimenté au-dessus d'un pilier-semelle avec la présence d'une excavation sous le pilier-semelle (tirée de Sobhi et Li 2017).

2.5.3 Analyses numériques sur la distribution des contraintes dans un chantier remblayé en considérant des interfaces entre les remblais et les épontes rocheuses

2.5.3.1 Considération des interfaces planaires entre le massif rocheux et le remblai (Liu et al. 2016a)

La très grande majorité des travaux ayant été faits sur l'analyse des contraintes dans les chantiers remblayés (Li et Aubertin 2009c; Pirakaparan et Sivakugan 2007a, 2007b) ont négligé l'influence de l'interface entre le massif rocheux et le remblai sur la distribution des contraintes. Liu et al. (2016a) ont donc évalué l'influence des paramètres de résistance au cisaillement (cohésion et angle de frottement) de l'interface planaire entre le massif rocheux et les épontes, et également ceux du remblai, sur les contraintes le long de la ligne centrale verticale du chantier remblayé. Les résultats numériques ont démontré que les contraintes verticales et horizontales dans le chantier remblayé diminuent avec une augmentation de la résistance au cisaillement aux interfaces. Plus précisément, les contraintes diminuent lorsque l'angle de frottement aux interfaces varie entre 0.4 et 1 fois de l'angle de frottement du remblai. Les résultats montrent également que les contraintes étaient relativement insensibles à une variation de la résistance au cisaillement du remblai. En considérant des éléments aux interfaces et en utilisant un angle de frottement δ égal à 21° , les résultats tendent à démontrer que les contraintes le long de la ligne centrale du chantier sont influencées par l'angle

de frottement à l'interface plutôt que par l'angle de frottement ϕ du remblai. Également, des résultats semblables sont observés à ce qui a trait aux contraintes dans les chantiers remblayés, pour un angle de frottement ϕ constant du remblai, lorsque la cohésion du remblai est variée. Les contraintes le long de la ligne centrale du chantier semblent donc être contrôlées par la résistance au cisaillement aux interfaces plutôt que par la résistance au cisaillement du remblai. Ces résultats sont donc différents de ceux obtenus par Li et Aubertin (2009c), qui ont fait des modélisations numériques sans considérer les interfaces entre le remblai et les murs de confinement et stipulent que l'effet d'arche ainsi que la distribution des contraintes est gouvernée par la résistance au cisaillement du remblai. Liu et al. (2016a) ont conclu qu'il est nécessaire de considérer des interfaces entre le massif rocheux et les épontes lorsque ces interfaces ont une moins grande résistance au cisaillement que celle du remblai. En revanche, lorsque l'angle de frottement de l'interface est égal à l'angle de frottement du remblai, il n'est pas nécessaire de modéliser des éléments aux interfaces pour calculer les contraintes dans des chantiers remblayés. Il est important de rappeler que les simulations numériques dans cette étude ont été réalisées en assumant des déformations planes. Les résultats de cette étude sont donc applicables seulement pour des chantiers de très grandes longueurs.

2.5.3.2 Considération des interfaces non-planaires entre le massif rocheux et le remblai (Liu et al. 2016b)

La considération d'éléments d'interfaces planaires est généralement applicable dans le cas de travaux civils dans lesquelles les contacts entre le remblai et les murs sont souvent planaires et l'angle de frottement δ entre le remblai et les structures est généralement proche de $2/3$ de l'angle de frottement du remblai (c.-à-d., $\delta = \frac{2}{3} \phi$). En ce qui a trait aux travaux de remblayage dans les mines souterraines, les épontes rocheuses sont rarement planaires et lisses, notamment à cause du dynamitage et des soutènements miniers, ce qui justifie donc la modélisation d'éléments non-planaires aux interfaces pour analyser l'influence de la séquence de remblayage, des propriétés du remblai et des interfaces ainsi que la géométrie des chantiers sur la distribution des contraintes dans un chantier remblayé.

Liu et al. (2016b) ont donc considéré des éléments d'interfaces non-planaires entre le massif rocheux et les épontes pour analyser la distribution des contraintes dans des chantiers remblayés (figure 2.36). Ils ont simulé la rugosité des interfaces par la hauteur et l'angle des dents de scie.

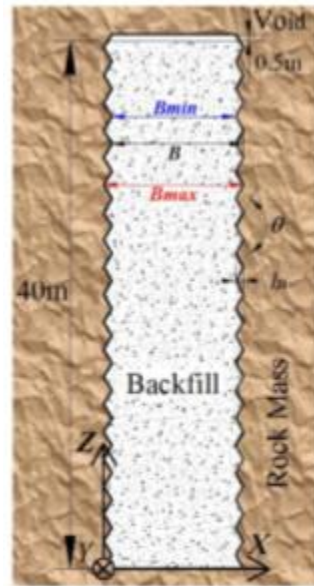


Figure 2.36: Modèle physique d'un chantier vertical remblayé ayant des interfaces non-planaires entre le massif rocheux et le remblai (tirée de Liu et al. 2016b).

Liu et al. (2016b) ont conclu que l'effet d'arche augmente et que les contraintes dans le chantier remblayé diminuent avec l'augmentation de la rugosité des interfaces entre les épontes et le massif rocheux. L'utilisation d'interfaces planaires tend à surestimer les contraintes dans le chantier remblayé puisque les épontes rocheuses sont traditionnellement rugueuses. La géométrie actuelle des interfaces devrait donc être prise en compte dans les simulations numériques. D'un autre côté, il a été démontré qu'il n'est pas nécessaire de modéliser des éléments aux interfaces si les épontes rocheuses sont assez rugueuses. En effet, lorsque les épontes sont assez rugueuses, les simulations numériques peuvent être réalisées en considérant soit des interfaces planaires ou non-planaires et sans la présence d'éléments aux interfaces dans les deux cas. Tout comme les travaux précédents de Liu et al. (2016a), ces travaux ont été réalisés en assumant des conditions de déformations planes et, par conséquent, les résultats ne sont applicables que pour des chantiers infiniment longs.

2.6 Détermination de la résistance minimum nécessaire des remblais cimentés

Dans la section 2.1, on a constaté que les différentes méthodes de minage souterrain impliquent la nécessité de déterminer la résistance minimale requise pour les remblais cimentés exposés latéralement ou à la base. Le premier cas s'applique aux chantiers primaires de méthodes de minage « sous-niveaux abattu » (incluant « longs trous »), « chambres-magasins », « VCR » et « Avoca » et aux galeries primaires de la méthode de minage « galerie et remblai ascendant ». Le deuxième cas s'applique aux méthodes de minage « coupe et remblai descendant » et « galerie et remblai descendant » ou lors de la récupération des piliers de niveau. D'une façon générale, la détermination de la résistance nécessaire pour un remblai cimenté exposé latéralement s'applique pour récupérer les piliers verticaux alors que la détermination de la résistance nécessaire pour un remblai cimenté exposé à la base s'applique pour récupérer les piliers horizontaux.

2.6.1 Solutions pour estimer la résistance nécessaire des remblais exposés latéralement

2.6.1.1 Solutions analytiques de Mitchell (1991)

Avant les années 1980, la résistance minimale nécessaire du remblai exposé latéralement était communément estimée en comparant la résistance en compression simple (UCS) et la contrainte verticale calculée par la solution du poids des terres. Une amélioration simple mais très significative a été réalisée par Mitchell et al. (1982) qui ont proposé une solution analytique en considérant l'équilibre limite d'un modèle de bloc confiné. La figure 2.37 illustre le bloc confiné de Mitchell et al. (1982) pour des chantiers verticaux.

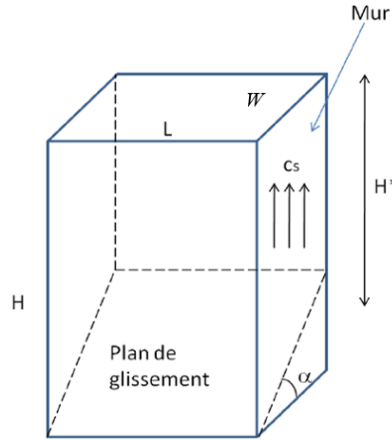


Figure 2.37: Bloc confiné de Mitchell et al. (1982).

H est la hauteur du remblai à exposer, W est la largeur du remblai cimenté, L est la longueur de la face du remblai à exposer. L'angle α ($= 45^\circ + \phi/2$, avec ϕ étant l'angle de frottement interne du remblai), représente l'angle entre le plan de glissement du bloc et le plan horizontal, c_s est la cohésion à l'interface entre le remblai et le mur latéral. H^* représente la hauteur équivalente du bloc exprimée par l'équation suivante :

$$H^* = H - \frac{W \tan \alpha}{2} \quad (2.64)$$

La considération de l'équilibre du bloc conduit à un facteur de sécurité (FS) exprimé comme suit (Mitchell et al. 1982) :

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} + \frac{2cL}{H^*(\gamma L - 2c_s) \sin(2\alpha)} \quad (2.65)$$

Où c est la cohésion du remblai et γ son poids volumique.

En supposant $H \gg W$, $\phi = 0$ et $c_s = c$, l'équation (2.65) devient :

$$FS = \frac{2cL}{H(\gamma L - 2c)} \quad (2.66)$$

En considérant $FS = 1$, Mitchell et al. (1982) ont proposé l'équation suivante afin d'évaluer la résistance nécessaire minimale du remblai exposé latéralement :

$$UCS = 2c = \frac{\gamma H}{1 + \frac{H}{L}} \quad (2.67)$$

Cependant, le modèle de Mitchell et al. (1982) contient quelques limitations. L'application de leurs solutions peut entraîner une solution non conservatrice lorsqu'il y a une surcharge sur la surface

supérieure du remblai et lorsque l'adhésion au long des interfaces remblai-murs rocheux est plus faible que la cohésion du remblai. Cela explique les améliorations apportées par différents chercheurs qui seront présentées plus loin dans cette section.

Il est à noter que la solution analytique de Mitchell et al. (1982) a supposé un angle de frottement $\phi = 0^\circ$ bien que la solution ait été proposée pour déterminer la résistance nécessaire des remblais exposés à long terme. Dans la pratique, on trouve rarement un angle frottement effectif (i.e. exprimé en contraintes effectives) de zéro degré pour les géomatériaux. Malgré cela, les résultats expérimentaux obtenus à l'aide d'essais d'instabilité des remblais dans des boîtes ont montré d'excellentes corrélations entre les résultats expérimentaux et la solution analytique (équation 2.67). Tout récemment, des modélisations numériques effectuées par Liu et al. (2016c) à l'aide de FLAC3D ont montré que la solution analytique de Mitchell et al. (1982) ainsi que leurs essais expérimentaux considèrent des conditions à court-terme en condition non-drainée pour la stabilité des remblais; plus de détails sont donnés dans la section 2.6.1.8.

Pour les chantiers inclinés, Mitchell (1989) a constaté qu'un remblai cimenté confiné entre des épontes inclinées est plus stable qu'un remblai cimenté confiné par des épontes verticales. De plus, la frottement entre les épontes et le remblai cimenté contribue substantiellement à la stabilité du remblai. Il a donc proposé l'expression suivante pour déterminer la résistance en compression uniaxiale UCS nécessaire du remblai confiné entre deux épontes inclinées :

$$\frac{UCS}{\gamma H \sin \beta} = 0.4 / (1 + H/L) \quad (2.68)$$

Où β représente l'angle d'inclinaison des épontes. Pour vérifier la validité de cette solution, Mitchell (1989) a effectué des essais en laboratoire, par l'entremise d'une centrifugeuse. Les échantillons de remblais cimentés étaient placés entre des épontes inclinées d'entre 60° et 90° . Les résultats calculés à partir de l'équation (2.68) corrélaient assez bien les observations obtenues à partir des tests par centrifuge. Néanmoins, on constate que l'équation (2.68) ne se réduit pas à l'équation (2.80) de Mitchell et al. (1982) lorsque les épontes deviennent verticales ($\beta = 90^\circ$).

2.6.1.2 Solution analytique de Zou et Nadarajah (2006)

Zou et Nadarajah (2006) ont proposé une modification à la solution de Mitchell et al. (1982) en considérant une surcharge sur le bloc de remblai. Ils ont donc évalué les mécanismes de ruptures typiques des conditions de terrain par l'entremise de la modélisation numérique et en sont venus à

formuler une relation entre les propriétés anticipées du remblai et la hauteur maximale, jugée sécuritaire, pour un remblai ayant une face exposée. La figure 2.38 représente le modèle qu'ils ont proposé. Les paramètres H , W et L représentent respectivement la hauteur, la largeur et la longueur exposée du remblai. De nouveau, $\alpha (= 45^\circ + \phi/2)$ représente l'angle d'inclinaison entre le plan de glissement du bloc et le plan horizontal, W_r représente le poids du bloc de glissement, x représente un ratio entre la surcharge appliquée et le poids du bloc. La cohésion entre le remblai et les parois rocheuses est assumée constante.

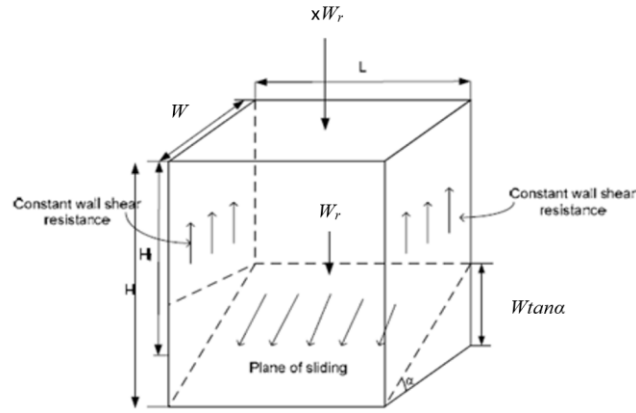


Figure 2.38: Modèle du bloc de confiné avec une surcharge appliquée (tirée de Zou et Nadarajah 2006).

En considérant l'équilibre du bloc, la hauteur maximale du remblai exposé est exprimée par l'équation suivante :

$$H = \frac{P+Q}{R} \quad (2.69)$$

Avec

$$P = \frac{2c_i LW}{\{\sin(2\alpha)[FS - \tan \phi / \tan \alpha]\}} \quad (2.70)$$

$$Q = \frac{W}{2} \tan \alpha [(1+x)WL\gamma - 2c_i W] \quad (2.71)$$

$$R = (1+x)WL\gamma - 2c_i W \quad (2.72)$$

Où c_i est la cohésion à l'interface entre le remblai et les parois rocheuses, γ le poids volumique du remblai et FS le facteur de sécurité.

En considérant $FS = 1$ et $\phi = 0$, une expression pour la hauteur critique du remblai exposé H_{cr} a été obtenue comme suit :

$$H_{cr} = \frac{2L}{\gamma L(1+x)/c_i - 2} + \frac{W}{2} \quad (2.73)$$

2.6.1.3 Solution analytique de Dirige et al. (2009)

En inspirant du modèle de Mitchell et al. (1982), Dirige et al. (2009) ont proposé un modèle confiné pour les remblais dans un chantier incliné (voir figure 2.39).

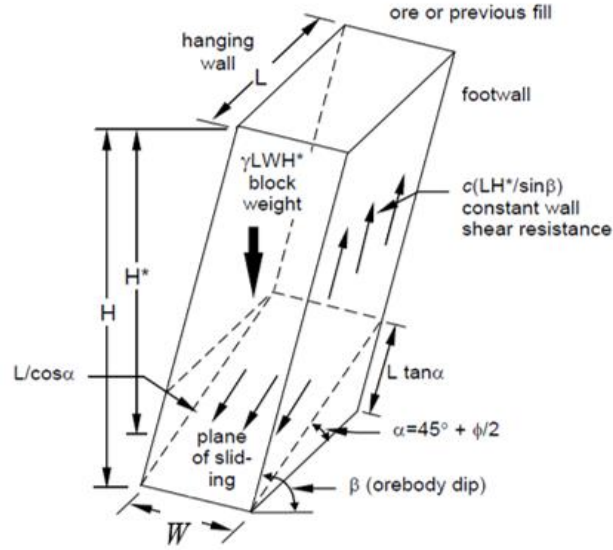


Figure 2.39: Modèle d'un bloc confiné de remblai (tirée de Dirige et al. 2009).

H , W et L représentent respectivement la hauteur, la largeur exposée et la longueur du remblai; α ($= 45^\circ + \phi/2$) représente l'angle d'inclinaison entre le plan de glissement du bloc et le plan horizontal; $c(LH^*/\sin\beta)$ est la force de cisaillement à l'interface entre le remblai et les épontes rocheuses; β représente l'inclinaison des épontes rocheuses; H^* représente la hauteur équivalente du bloc exprimée par l'équation suivante :

$$H^* = H - \frac{L \tan \alpha}{2} \quad (2.74)$$

Pour un gisement incliné à moins de 90° , associée à une faible rugosité des épontes, le facteur de sécurité FS du remblai contre la rupture est exprimé par l'expression suivante :

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} + \frac{c \frac{L}{\cos \alpha} W}{F_v \sin \alpha} + \frac{\cos \beta \tan \phi}{\sin \alpha} \quad (2.75)$$

Le paramètre F_v présent dans l'équation (2.75) représente la force verticale appliquée par le poids du bloc de glissement est exprimée par l'équation suivante :

$$F_v = \gamma W L H^* (1 - \cos \beta \tan \phi) \quad (2.76)$$

Dans le cas où la rugosité des épontes rocheuses est élevée pour $\beta < 90^\circ$, le facteur de sécurité FS devient :

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} + \frac{c \frac{L}{\cos \alpha} W}{F_v \sin \alpha} + \frac{\cos \beta \tan \phi}{\sin \alpha} + \frac{c L \frac{H^*}{\sin \beta}}{F_v \sin \alpha} \quad (2.77)$$

Où la force F_v , présente dans l'équation (2.77), est exprimée par l'équation suivante :

$$F_v = \gamma W L H^* - \left(c L \frac{H^*}{\sin \beta} + \gamma W L H^* \cos \beta \tan \phi \right) \quad (2.78)$$

Pour un gisement vertical (i.e. $\beta = 90^\circ$) associé à une faible rugosité des épontes, le facteur de sécurité contre la rupture est exprimé par l'expression suivante :

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} + \frac{c \frac{L}{\cos \alpha} W}{F_v \sin \alpha} \quad (2.79)$$

Avec F_v , présenté dans l'équation (2.79), étant :

$$F_v = \gamma W L H^* \quad (2.80)$$

Dans le cas où la rugosité est élevée pour $\beta = 90^\circ$, le facteur de sécurité devient :

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} + \frac{c \frac{L}{\cos \alpha} W}{F_v \sin \alpha} + 2 \frac{\cos \beta \tan \phi}{\sin \alpha} + 2 \frac{c L \frac{H^*}{\sin \beta}}{F_v \sin \alpha} \quad (2.81)$$

Avec F_v , présenté dans l'équation (2.81), étant :

$$F_v = \gamma W L H^* - 2 \left(c L \frac{H^*}{\sin \beta} + \gamma W L H^* \cos \beta \tan \phi \right) \quad (2.82)$$

La solution de Dirige et al. (2009) considère l'éponte supérieure du chantier comme étant une surface libre sans aucune contrainte normale appliquée entre le remblai et l'éponte. Cette hypothèse ne correspond pas aux résultats numériques de Li et Aubertin (2009c) puisque leurs résultats montrent que des contraintes non-négligeables agissent à l'interface entre le remblai et l'éponte supérieure, et ce pour différentes valeurs d'angle d'inclinaison du chantier, de géométries de chantiers ainsi que pour diverses valeurs de propriétés géomécaniques du remblai. De plus, Dirige et al. (2009) ont proposé une modification des solutions de Mitchell et al. (1982), basée sur des

hypothèses similaires à celles de Mitchell et al. (1982), qui s'avère être moins conservatrice que la solution originale (Li et Aubertin 2014). En résumé, la solution de Dirige et al. (2009) peut mener à une conception trop conservatrice des remblais miniers cimentés.

2.6.1.4 Solution analytique (MM) de Li et Aubertin (2012)

La solution de Mitchell et al. (1982) comporte plusieurs limitations. Par exemple, le modèle ne considère pas de surcharge sur la surface du remblai. La résistance au cisaillement frictionnelle du remblai est négligée par l'imposition de $\phi = 0^\circ$. L'adhésion entre les murs et les épontes latérales est considérée égale à la cohésion du remblai. La résistance au cisaillement le long du mur en arrière (opposé à la face exposée) est négligée complètement. Le chantier doit être étroit et haut pour que le plan de glissement coupe le mur arrière. Une partie de ces limitations a été révisée par Li et Aubertin (2012) qui ont proposé une solution modifiée de Mitchell (MM). La solution MM de Li et Aubertin (2012) peut être appliquée aux chantiers hauts et étroits et bas et larges.

Dans le cas des chantiers hauts et étroits, HAR (high height to width aspect ratio, i.e. $H/W \geq \tan \alpha$), le facteur de sécurité peut être exprimé par l'expression suivante :

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} + \frac{2c}{[q + H^*(\gamma - 2c_s/W)] \sin(2\alpha)} \quad (2.83)$$

Où ϕ représente l'angle de frottement interne du remblai, α l'angle entre le plan de glissement du bloc et le plan horizontal, c la cohésion du remblai, c_s la cohésion à l'interface entre le remblai et le mur latéral, γ le poids volumique du remblai, q la surcharge à la surface du remblai, L la longueur exposée du remblai et H^* la hauteur équivalente du bloc.

La cohésion requise du remblai peut être exprimée comme suit :

$$c = \frac{(q + \gamma H^*)/2}{[(FS - \tan \phi / \tan \alpha) \sin(2\alpha)]^{-1} + r_s H^* / L} \quad (2.84)$$

Où $r_s (=c_s/c)$ est le ratio d'adhérence pour la cohésion à l'interface entre les murs latéraux et le remblai et la cohésion du remblai. Il varie entre 0 et 1.

La résistance UCS requise pour le remblai est exprimée comme suit :

$$UCS = 2c * \tan(45^\circ + \phi/2) \quad (2.85)$$

Dans le cas où le chantier est large et petit, LAR (low height to width aspect ratio, i.e. $H/W < \tan\alpha$), le facteur de sécurité est exprimé par l'expression suivante :

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} + \frac{2c}{\left[q + H\left(\frac{\gamma}{2} - cr_s/L\right)\right] \sin(2\alpha)} \quad (2.86)$$

La cohésion, quant à elle, est exprimée comme suit :

$$c = \frac{q + \gamma H/2}{2[(FS - \tan \phi / \tan \alpha) \sin(2\alpha)]^{-1} + r_s H/L} \quad (2.87)$$

2.6.1.5 Solution analytique généralisée (GM) de Li (2013)

Une considération plus complète des limitations du modèle de Mitchell et al. (1982) a été reprise par Li (2013), notamment sur la résistance frictionnelle entre les murs latéraux et le remblai et la résistance cohésive le long du mur arrière. Cela a mené au développement d'une solution analytique généralisée (GM) de Mitchell et al. (1982). Cette solution peut être appliquée aux chantiers de type HAR et LAR.

Dans le cas des chantiers hauts et étroits, HAR (i.e. $H/W \geq \tan\alpha$), le facteur de sécurité peut être exprimé par l'expression suivante :

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} + \frac{2}{\sin(2\alpha)} \left(\frac{p'}{c} - r_a \frac{H'}{W} - 2r_s \frac{H^*}{L} \right)^{-1} \quad (2.88)$$

Où ϕ représente l'angle de frottement interne du remblai, α l'angle entre le plan de glissement du bloc et le plan horizontal, c la cohésion du remblai, c_s la cohésion à l'interface entre le remblai et les murs latéraux, γ le poids volumique du remblai, $r_s (= c_s/c)$ le coefficient d'adhérence entre les murs latéraux et le remblai, $r_a (= c_a/c)$ le coefficient d'adhérence entre le mur arrière et le remblai variant entre 0 et 1, c_a la cohésion entre le mur arrière et le remblai, W largeur du remblai, L la longueur exposée du remblai et H^* la hauteur équivalente du bloc. Les paramètres H' et p' sont exprimés comme suit :

$$H' = H - W \tan \alpha \quad (2.89)$$

$$p' = \frac{L}{2K \tan \delta} \left\{ \frac{\gamma - \frac{1}{W \tan \alpha} \left(\frac{\gamma L}{2K \tan \delta} - q \right)}{\left[\exp \left(-\frac{2K \tan \delta}{L} H' \right) - \exp \left(-\frac{2K \tan \delta}{L} H \right) \right]} \right\} \quad (2.90)$$

Avec H représentant la hauteur du remblai, δ l'angle de frottement à l'interface remblai-murs latéraux, et K le coefficient de pression des terres.

La cohésion requise du remblai peut être exprimée comme suit :

$$c = p' \left[\frac{2}{(FS - \tan \phi / \tan \alpha) \sin(2\alpha)} + r_a \frac{H'}{W} + r_s \frac{H^*}{L} \right]^{-1} \quad (2.91)$$

Dans le cas où le chantier est large et petit, LAR (i.e. $H/W < \tan \alpha$), le facteur de sécurité est exprimé par l'expression suivante :

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} + \frac{2}{\sin(2\alpha)} \left(\frac{p''}{c} - r_s \frac{H}{L} \right)^{-1} \quad (2.92)$$

Où

$$p'' = \frac{L}{2K \tan \delta} \left\{ \gamma - \frac{1}{H} \left(\frac{\gamma L}{2K \tan \delta} - p_0 \right) \left[1 - \exp \left(-\frac{2K \tan \delta}{L} H \right) \right] \right\} \quad (2.93)$$

La cohésion nécessaire, quant à elle, est exprimée comme suit :

$$c = p'' \left[\frac{2}{(FS - \tan \phi / \tan \alpha) \sin(2\alpha)} + r_s \frac{H}{L} \right]^{-1} \quad (2.94)$$

Il y a également le cas où l'on a besoin de considérer les fissures de tension lorsque le chantier est large et petit (i.e. $H/W < \tan \alpha$). En effet, si des fissures de tension se produisent, elles apparaissent proches de la surface du remblai (voir figure 2.40).

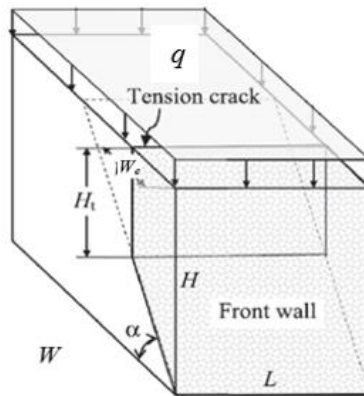


Figure 2.40: Chantier large et petit (LAR) remblayé avec des fissures de tension (tirée de Li 2013).

La profondeur des fissures de tension dans le remblai peut être estimée comme suit (Li et Aubertin 2012) :

$$H_t = \frac{2c}{\gamma \tan(45^\circ - \phi/2)} \quad (2.95)$$

Par la suite, la largeur équivalente W_e du bloc peut être calculée par l'expression suivante :

$$W' = (H - H_t)/\tan \alpha \quad (2.96)$$

En remplaçant H' par H_t et W par W_e dans les équations (2.88), (2.90) et (2.91), et en isolant le facteur de sécurité, on obtient la nouvelle équation pour FS :

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} + \frac{2}{\sin(2\alpha)} \left(\frac{p'''}{c} - r_s \frac{2H - W_e \tan \alpha}{L} \right)^{-1} \quad (2.97)$$

Avec la cohésion exprimée comme suit :

$$c = p''' \left[\frac{2}{(FS - \tan \phi / \tan \alpha) \sin(2\alpha)} + r_s \frac{2H - W_e \tan \alpha}{L} \right]^{-1} \quad (2.98)$$

Le paramètre p''' est exprimé comme suit :

$$p''' = \frac{L}{2K \tan \delta} \left\{ \gamma - \frac{1}{W_e \tan \alpha} \left(\frac{\gamma L}{2K \tan \delta} - q \right) \left[\exp \left(-\frac{2K \tan \delta}{L} H_t \right) - \exp \left(-\frac{2K \tan \delta}{L} H \right) \right] \right\} \quad (2.99)$$

En considérant les fissures de tension, la cohésion nécessaire c est plus grande que celle obtenue sans considérer les fissures de tension. Il serait donc approprié d'utiliser le cas avec fissures de tension pour estimer la cohésion nécessaire dans un chantier large et petit (i.e. $H/W < \tan \alpha$). Cependant, la solution qui ne considère pas les fissures de tension peut être utilisée si l'expérience montre qu'il n'y a aucune possibilité de fissures de tension dans le remblai cimenté exposé.

2.6.1.6 Solution analytique de Li (2014) pour un remblai avec bouchon

Dans la pratique, le remblayage d'un chantier est souvent complété en deux phases. Le remblai formé par la première phase est appelé bouchon qui contient souvent plus de ciment que le reste du remblai dans la deuxième phase sans ciment ou avec moins de ciment. L'effet de stabilisation de ce bouchon est négligé dans les solutions analytiques disponibles.

Li (2014) a proposé une nouvelle solution en considérant l'effet de stabilisation du bouchon du remblai. La figure 2.41 illustre le modèle de Li (2014). Ce modèle considère le cas où le plan de

glissement se situe au sein du bouchon (figure 2.41a) et le cas où le plan de glissement traverse la surface supérieure du bouchon (figure 2.41b).

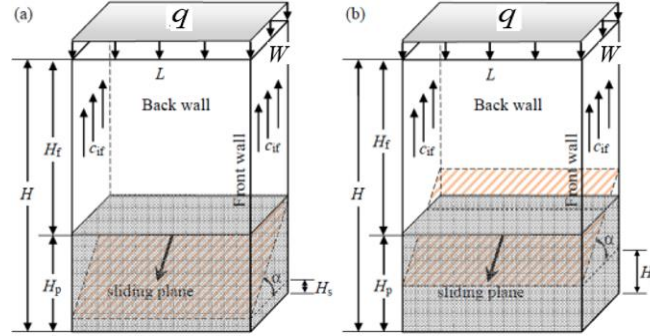


Figure 2.41: Illustration du modèle de Li (2014) lorsque a) le plan de glissement se situe au sein du bouchon et b) le plan de glissement traverse la surface supérieure du bouchon (tirée de Li 2014).

Le paramètre q représente la charge à la surface du remblai, H , L et W représentent respectivement la hauteur, la longueur exposée et la largeur du remblai, H_p et H_f représentent respectivement la hauteur du bouchon et la hauteur de la couche supérieure du remblai, H_s représente la hauteur caractérisant la position du plan de glissement, α ($= 45^\circ + \phi/2$, avec ϕ l'angle de frottement interne du remblai) est l'angle entre le plan de glissement du bloc confiné et le plan horizontal et c_{if} représente la cohésion à l'interface entre la couche de remblai supérieure et les murs latéraux.

Dans le cas où le plan de glissement se situe au sein du bouchon (i.e. $H_s \leq H_p - W \tan \alpha$), le facteur de sécurité FS est exprimé comme suit :

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} + \frac{2r_p c}{p_n \sin(2\alpha)} \quad (2.100)$$

Où r_p ($= c_p/c$) représente le ratio entre la cohésion c_p du bouchon et la cohésion c de la couche de remblai supérieure. Le paramètre p_n peut être exprimé comme suit :

$$p_n = q + \left(\gamma - \frac{2r_{if}c}{L} \right) H_f + \left(\gamma_p - \frac{2r_{ip}r_p c}{L} \right) H' \quad (2.101)$$

Avec

$$H' = H_p - H_s - \frac{W \tan \alpha}{2} \quad (2.102)$$

Le paramètre r_{if} ($= c_{if}/c$) représente le coefficient d'adhérence entre les murs latéraux et la couche supérieure de remblai et varie entre 0 et 1, γ_p et γ sont respectivement le poids volumique du bouchon et de la couche de remblai supérieure.

La cohésion requise du remblai de la couche supérieure peut être exprimé comme suit :

$$2c = \frac{q + \gamma H_f + \gamma_p H'}{\frac{r_p}{(FS - \tan \phi / \tan \alpha) \sin(2\alpha)} + r_f \frac{H_f}{L} + r_{ip} r_p \frac{H'}{L}} \quad (2.103)$$

Dans le cas où le plan de glissement traverse la surface supérieure du bouchon (i.e. $H_s \geq H_p - W \tan \alpha$), le facteur de sécurité FS est exprimé comme suit :

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} + \frac{c}{\sin^2 \alpha} * \frac{\tan \alpha + (r_p - 1) \frac{H_p - H_s}{W}}{q + \left(\gamma - \frac{2r_{if}}{L} c \right) H^* + \left(\gamma_p - \frac{2r_{ip} r_p}{L} c \right) \frac{(H_p - H_s)^2}{2W \tan \alpha}} \quad (2.104)$$

La cohésion requise du remblai de la couche supérieure est exprimée comme suit :

$$c = \frac{q + \gamma H^* + \gamma_p \frac{(H_p - H_s)^2}{2W \tan \alpha}}{\frac{\tan \alpha + (r_p - 1) \frac{H_p - H_s}{W}}{(FS - \tan \phi / \tan \alpha) \sin^2 \alpha} + \frac{2}{L} \left[r_{if} H^* + r_{ip} r_p \frac{(H_p - H_s)^2}{2W \tan \alpha} \right]} \quad (2.105)$$

Afin d'arriver à une conception des remblais appropriée, Li (2014) a proposé de procéder en suivant les étapes suivantes.

En premier lieu, on calcule la cohésion minimale requise c pour la couche de remblai supérieure en considérant $H_s = H_p$ dans l'équation (2.105). La cohésion minimale requise c est donc exprimée comme suit :

$$2c = \frac{q + \gamma \left(H_f - \frac{W \tan \alpha}{2} \right)}{[FS - \tan \phi / \tan \alpha] \sin(2\alpha)^{-1} + \frac{r_{if}}{L} \left(H_f - W \frac{\tan \alpha}{2} \right)} \quad (2.106)$$

Par la suite, on calcule le ratio r_{po} optimal entre la cohésion c_p du bouchon et la cohésion c de la couche de remblai supérieure en prenant $H_s = 0$ dans l'équation (2.100) et en prenant $H_s = H_p$ dans l'équation (2.104). La combinaison de ces deux équations mène à une expression pour le ratio r_{po} optimal comme suit :

$$r_{po} = \frac{q + \left(\gamma - \frac{2r_{if} c}{L} \right) \left(H_f + \gamma_p \left(H_p - \frac{W \tan \alpha}{2} \right) \right)}{q + \left(\gamma - \frac{2r_{if} c}{L} \right) \left(H_f - \frac{W \tan \alpha}{2} \right) + \frac{2r_{ip} c}{L} \left(H_p - \frac{W \tan \alpha}{2} \right)} \quad (2.107)$$

La dernière étape consiste à calculer la cohésion c_p minimale requise pour le bouchon en utilisant l'équation suivante :

$$c_p = r_{p0} * c \quad (2.108)$$

En comparant la solution de Li (2014) à la solution de Li et Aubertin (2012), qui ne considère pas un bouchon de remblai ayant une grande teneur en ciment, les résultats démontrent que la solution de Li (2014) prédit plus adéquatement la stabilité du bloc confiné de remblai et une cohésion nécessaire moins élevée. Une conclusion semblable est tirée de la solution de Li (2014) par rapport à la solution originale de Mitchell et al. (1982). Cependant, la solution de Li (2014) a plusieurs limitations. La solution s'applique seulement pour des chantiers hauts et étroits et non pas pour des chantiers larges et petits. De plus, puisque la solution de Li (2014) est inspirée de celle de Mitchell et al. (1982), elle comporte certaines de ces limitations. Cela se reflète par la négligence de la résistance au cisaillement, créée par la friction aux interfaces entre le remblai et les murs rocheux, et mène donc à une conception très conservatrice du remblai cimenté.

2.6.1.7 Solution analytique de Li et Aubertin (2014)

Le modèle de Mitchell et al. (1982) a considéré que le bloc confiné glisse dans la direction parallèle au plan de glissement potentiel. Mais en même temps, la force due aux résistances de cisaillement le long des deux murs latéraux se dirige verticalement vers le haut (voir figure 2.42). Li et Aubertin (2014) ont effectué des simulations numériques portant sur le vecteur de déplacements du remblai lors de l'exposition du remblai. Les résultats montrent que le bloc supérieur a tendance à descendre verticalement vers le bas alors que le bloc en prisme triangulaire a tendance à glisser en suivant le plan de glissement. Li et Aubertin (2014) ont donc développé une solution analytique en considérant les équilibres des blocs supérieur et inférieur.

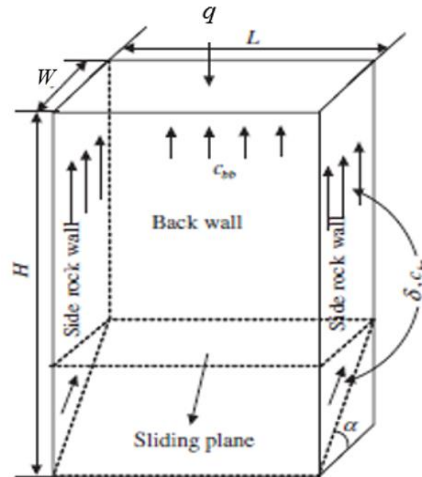


Figure 2.42: Modèle du bloc confiné de Mitchell et al. (1982) repris par Li et Aubertin (2014) représentant un chantier haut et étroit (tirée de Li et Aubertin 2014).

Les paramètres H , W et L représentent respectivement la hauteur, la largeur et la longueur exposée du remblai. Le paramètre $\alpha (= 45^\circ + \phi/2)$ représente l'angle entre le plan de glissement du bloc et le plan horizontal, c_s la cohésion à l'interface entre le remblai et le mur latéral, q la surcharge appliquée au sommet du remblai, c_{bb} la cohésion de l'interface entre le remblai et le mur arrière, et c_{bs} et δ représentent respectivement la cohésion et l'angle de friction de l'interface entre le remblai et les murs latéraux.

La figure 2.43 représente les forces agissant sur les blocs supérieurs du modèle du bloc confiné. Avec $(H-H')$ représentant la hauteur du bloc supérieur, S_1 et N_1 représentent respectivement la force en cisaillement et la force normale de l'interface entre le remblai et les murs latéraux du chantier, S_2 la force en cisaillement entre le remblai et le mur arrière, W_1 le poids du remblai et P_1 représente la surcharge totale appliquée sur le bloc inférieur. Étant donné que la résistance au cisaillement de l'interface entre le mur arrière et le remblai est négligée, il n'y a pas de force normale appliquée dans cette interface pour le bloc supérieur.

La figure 2.44 représente les forces agissant sur le bloc inférieur du modèle du bloc confiné. H' représente la hauteur du bloc inférieur, S_0 et N_0 représentent respectivement la force en cisaillement et la force normale de l'interface entre le remblai et le plan de rupture, S_3 et N_3 représentent la force en cisaillement et la force normale entre le remblai et les mur latéraux, W_0 le poids du remblai.

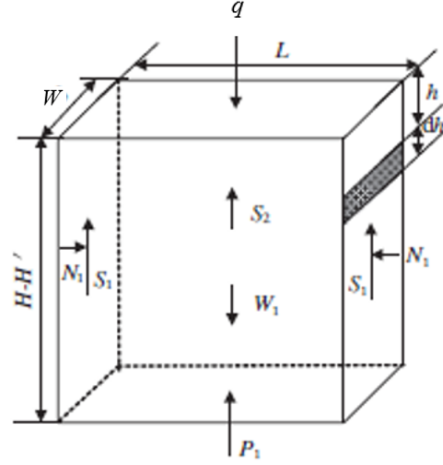


Figure 2.43: Représentation des forces agissant sur la partie supérieure du bloc confiné (tirée de Li et Aubertin 2014).

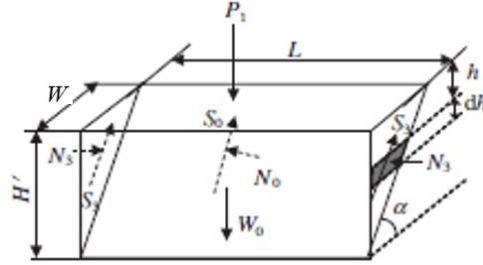


Figure 2.44: Représentation des forces agissant sur la partie inférieure du bloc confiné (tirée de Li et Aubertin 2014).

Le poids du bloc supérieur W_1 est exprimé par l'équation suivante :

$$W_1 = \gamma WL(H - H') \quad (2.109)$$

Avec γ étant le poids volumique du remblai et $H' = W \tan \alpha$.

Les forces N_1 , S_1 et S_2 peuvent être calculées à partir des contraintes du remblai. À la profondeur h , la contrainte horizontale σ_{hh} est exprimée comme suit (Li et al. 2005; Li et Aubertin 2009b) :

$$\sigma_{hh} = K \left\{ \frac{\gamma}{M} [1 - \exp(-hM)] + q \exp(-hM) \right\} \quad (2.110)$$

Où γ étant le poids volumique du remblai et K le coefficient de pression des terres. Li et Aubertin (2014) ont suggéré d'utiliser le coefficient de pression des terres actif de Rankine (i.e. $K_a = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$). M est exprimé par l'équation suivante :

$$M = 2K(W^{-1} + L^{-1}) \tan \delta \quad (2.111)$$

La force normale N_1 peut être exprimée comme suit :

$$N_1 = \int_0^{H-H'} \sigma_{hh} W dh = \frac{KW}{M} \left\{ \gamma(H-H') + \left(q - \frac{\gamma}{M}\right) [1 - \exp(-(H-H')M)] \right\} \quad (2.112)$$

Les forces de cisaillement S_1 et S_2 peuvent être obtenues en considérant que la résistance au cisaillement est entièrement mobilisée le long des interfaces entre le remblai et les murs :

$$S_1 = c_{bs} W(H-H') + N_1 \tan \delta \quad (2.113)$$

$$S_2 = c_{bb} L(H-H') \quad (2.114)$$

En considérant l'équilibre des blocs supérieur et inférieur, la pression p_1 agissant au sommet du bloc inférieur est exprimée comme suit :

$$p_1 = q + \frac{W_1 - 2S_1 - S_2}{WL} \quad (2.115)$$

En remplaçant W_1 , S_1 et S_2 dans l'équation (2.115) par les équations (2.109), (2.113) et (2.114), on obtient :

$$p_1 = q - G' + (H-H') \left\{ \gamma - c \left(\frac{2r_{bs}}{L} + \frac{r_{bb}}{W} \right) \right\} \quad (2.116)$$

Avec G' exprimé comme suit :

$$G' = \frac{1}{1+L/W} \left\{ \gamma(H-H') + \left(p_0 - \frac{\gamma}{M}\right) [1 - \exp(-(H-H')M)] \right\} \quad (2.117)$$

Le poids du bloc inférieur W_0 est exprimée comme suit :

$$W_0 = \frac{1}{2} \gamma W L H' = \frac{\gamma L H'^2}{2 \tan \alpha} \quad (2.118)$$

La force N_3 est exprimée comme suit en considérant l'effet d'arche (Li et Aubertin 2009b) :

$$N_3 = \int_0^{H'} \sigma_{hh} W \left(1 - \frac{h}{H'}\right) dh = \frac{K}{M \tan \alpha} \left\{ \left(\frac{\gamma}{M} - p_1\right) \left(\frac{1 - \exp(-H'M)}{M} - H'\right) + \frac{\gamma H'^2}{2} \right\} \quad (2.119)$$

La force de cisaillement S_3 peut être obtenue en considérant que la résistance au cisaillement est entièrement mobilisée le long des interfaces entre le remblai et les murs latéraux :

$$S_3 = c_{bs} \frac{H'^2}{2 \tan \alpha} + N_3 \tan \delta \quad (2.120)$$

En considérant l'équilibre du bloc inférieur, on obtient la force normale au plan de glissement N_0 comme suit :

$$N_0 = (p_1 WL + W_0) \cos \alpha \quad (2.121)$$

La force de cisaillement S_0 est obtenue en considérant que la résistance au cisaillement est entièrement mobilisée le long du plan de glissement :

$$S_0 = c \frac{H' L}{\sin \alpha} + N_0 \tan \phi \quad (2.122)$$

En considérant l'état d'équilibre du bloc inférieur, on obtient le facteur de sécurité FS du bloc inférieur comme suit :

$$FS = \frac{S_0 + 2S_3}{(p_1 WL + W_0) \sin \alpha} \quad (2.123)$$

En remplaçant dans l'équation (2.123) les équations (2.118), (2.120) et (2.122), on obtient le FS exprimé comme suit :

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} + \frac{c \left(\frac{1}{\cos \alpha} + r_{bs} \left(\frac{H'}{L} \right) + \frac{(\gamma/M - p_1) \left[\frac{1 - \exp(-MH')}{MH'} - 1 \right] + \gamma H' / 2}{1 + L/W} \right)}{(p_1 + \gamma H' / 2) \sin \alpha} \quad (2.124)$$

La cohésion nécessaire est déduite de cette équation et exprimée comme suit :

$$c = \frac{D' (p_0 + \gamma(H - H') - G') + \frac{A' \gamma H'}{2} \left(1 + \frac{L}{W} \right) \sin \alpha - \gamma \left(\frac{C}{M'} + \frac{H'}{2} \right)}{W' \left(1 + \frac{L}{W} \right) + D' (H - H') \left(\frac{2r_{bs}}{L} + \frac{r_{bb}}{W} \right)} \quad (2.125)$$

Avec

$$A' = FS - \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} \quad (2.126)$$

$$W' = \frac{1}{\cos \alpha} + r_{bs} \frac{H'}{L} \quad (2.127)$$

$$C' = \frac{1 - \exp(-MH')}{MH'} - 1 \quad (2.128)$$

$$D' = A' \left(1 + \frac{L}{W} \right) \sin \alpha + C' \quad (2.129)$$

La solution de Li et Aubertin (2014) a cependant négligé la génération de contraintes en cisaillement entre les blocs supérieur et inférieur de leur modèle d'un bloc confiné de remblai.

2.6.1.8 Solutions numériques de Liu et al. (2016c)

Les solutions de Mitchell et al. (1982), qui sont présentées dans la section 2.6.1.1, sont communément utilisées pour déterminer la résistance nécessaire d'un remblai cimenté exposé

latéralement. Développées pour des remblais drainés, les solutions de Mitchell et al. (1982) assument un angle de friction de 0° pour le remblai. Cependant, un angle de friction de 0° est seulement possible dans le cas de contraintes totales lorsque des géomatériaux sont soumis à des conditions non-consolidées et non-drainées. Liu et al. (2016) ont effectué une série de simulations numériques avec FLAC3D (figure 2.45) dans le but de déterminer s'il est possible d'identifier les conditions du remblai utilisé en laboratoire par Mitchell et al. (1982) et, optimalement, de recréer numériquement les essais effectués pour des remblais ayant une face exposée.

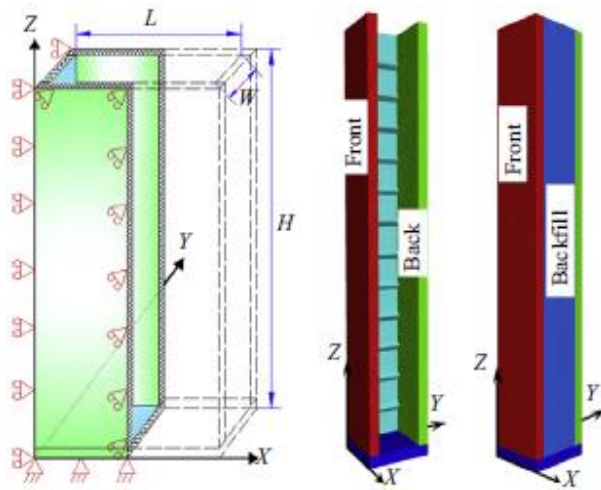


Figure 2.45: Modèle de la boîte confinée utilisée par Mitchell et al. (1982) : (a) modèle physique de la boîte confinée; (b) modèle numérique de la boîte confinée sans remblai; (c) modèle numérique de la boîte confinée avec un remblai cimenté et exposé (tirée de Liu et al. 2016).

Les résultats des simulations numériques ont révélé que les tests effectués en laboratoire pour déterminer la cohésion et l'angle de friction du remblai cimenté, ainsi que les tests effectués avec les échantillons de remblai cimenté exposés latéralement, ont été réalisés dans des conditions proches des conditions non-drainées (figure 2.46). Liu et al. (2016) ont conclu que les solutions de Mitchell et al. (1982) sont valides pour estimer la résistance nécessaire pour la stabilité à court terme d'un remblai cimenté exposé latéralement dans des conditions non-drainées. Cependant, ces solutions ne sont pas valides pour évaluer la stabilité à long terme d'un remblai cimenté exposé dans des conditions drainées et avec ou sans présence de pressions interstitielles.

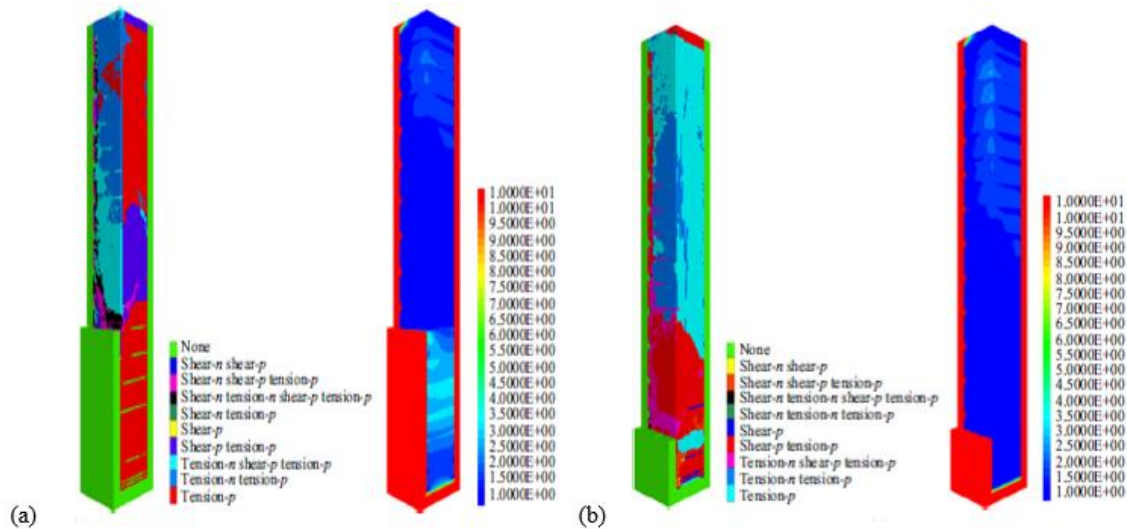


Figure 2.46: Reproduction des résultats expérimentaux de Mitchell et al. (1982) en considérant les remblais : (a) en conditions drainée; (b) non-drainées (tirée de Liu et al. 2016).

2.6.1.9 Solution analytique de Yang et al. (2017)

Tout récemment, Yang et al. (2017) ont révisé les divers modèles existants développés pour calculer la résistance nécessaire d'un remblai cimenté exposé latéralement à partir des simulations numériques avec FLAC3D. Les résultats numériques ont montré que le plan de glissement change avec la cohésion du remblai exposé. Lorsque la cohésion est faible, la surface de glissement est très proche d'un plan similaire à celui de Mitchell et al. (1982). Lorsque la cohésion est grande, la surface de rupture prend une forme semblable à une cuillère. D'ailleurs, la surface de rupture a tendance de se courber vers le sommet du remblai. Yang et al. (2017) ont conclu qu'il s'agit probablement d'une rupture en traction. Ils ont donc proposé un modèle illustré à la figure 2.47.

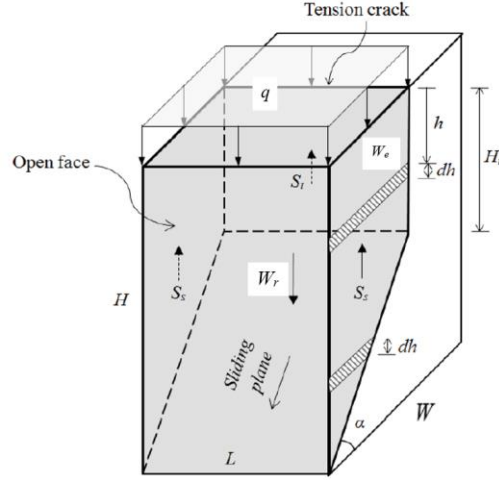


Figure 2.47: Illustration du mode de rupture proposé d'un remblai cimenté exposé (tirée de Yang et al. 2017).

Sur la figure, q représente la pression due à une surcharge au sommet du remblai, H , W et L représentent respectivement la hauteur, la largeur exposée et la longueur du chantier, H_t représente la profondeur des fissures de tension, W_e représente la largeur équivalente du bloc de glissement, α ($= 45^\circ + \phi/2$, ϕ est l'angle de frottement interne du remblai) est l'angle entre le plan de glissement du bloc confiné et le plan horizontal, W_r représente le poids du bloc de glissement, S_s et S_t représentent respectivement la force de cisaillement agissant sur les murs latéraux et la force de cisaillement agissant le long de la fissure de tension. Les paramètres H_t et W_e sont exprimés par les équations suivantes :

$$H_t = \frac{2c}{\gamma \tan(45^\circ - \phi'/2)} \quad (2.130)$$

$$W_e = (H - H_t) / \tan \alpha \quad (2.131)$$

La résistance au cisaillement agissant le long des murs latéraux (τ_s) est basée sur le critère de Mohr-Coulomb et exprimée comme suit :

$$\tau_s = c_s + \sigma_h \tan \delta \quad (2.132)$$

Où c_s ($= r_s * c$, $0 \leq r_s \leq 1$) représente la cohésion des murs latéraux du remblai. La contrainte σ_h représente la contrainte latérale agissant sur les murs latéraux à une profondeur h . Elle est estimée à partir de la solution de Li et Aubertin (2009b) comme suit :

$$\sigma_h = \frac{\gamma L}{2 \tan \delta} \left[1 - \exp(-2K \tan \delta * \frac{h}{L}) \right] + Kq * \exp(-2K \tan \delta * \frac{h}{L}) \quad (2.133)$$

Avec K étant représenté par le coefficient de pression des terres actif de Rankine et égale à $K_a = (1 - \sin \phi)/(1 + \sin \phi)$.

La force de cisaillement agissant à l'interface entre le remblai et les murs latéraux est exprimée par l'expression suivante :

$$S_s = \int_0^{H_t} \tau_s W_e dh + \int_{H_t}^H \tau_s \frac{H-h}{\tan \alpha} dh \quad (2.134)$$

En introduisant les équations (2.130) à (2.132) dans l'équation (2.134), l'expression de S_s devient la suivante :

$$S_s = W_e \left(r_s c + \frac{\gamma L}{2} \right) \left(H - \frac{W_e \tan \alpha}{2} \right) - \frac{W_e L}{2} \left(\frac{\gamma L}{2K \tan \delta} - q \right) + \frac{L^2}{4 \tan \alpha \tan \delta} \left(\frac{\gamma L}{2K \tan \delta} - q \right) \left[\exp \left(-\frac{2K \tan \delta}{L} H_t \right) - \exp \left(-\frac{2K \tan \delta}{L} H \right) \right] \quad (2.135)$$

Le poids net du bloc W_n est représenté par l'expression suivante :

$$W_n = W + qW_e L - 2S_s - S_t \quad (2.136)$$

Avec W le poids propre du bloc et la force de cisaillement agissant le long de la fissure de tension est égale à S_t défini par les expressions suivantes :

$$W = \gamma W_e L (H - (W_e \tan \alpha / 2)) \quad (2.137)$$

$$S_t = c H_t L \quad (2.138)$$

À partir de l'analyse d'équilibre du modèle, le facteur de sécurité du remblai exposé est exprimé comme suit :

$$FS = \frac{\tan \phi'}{\tan \delta} + \frac{1}{2 \sin \alpha} \left(\frac{p}{c} - \frac{H_t}{W_e} - r_s \frac{2H - W_e \tan \alpha}{L} \right)^{-1} \quad (2.139)$$

et la cohésion nécessaire du remblai est exprimée comme suit :

$$c = p \left[\frac{2}{(FS - \tan \phi' / \tan \alpha)} + \frac{H_t}{W_e} + r_s \frac{2H - W_e \tan \alpha}{L} \right]^{-1} \quad (2.140)$$

Avec

$$p = \frac{L}{2K \tan \delta} \left\{ \gamma - \frac{1}{W_e \tan \alpha} \left(\frac{\gamma L}{2K \tan \delta} - q \right) \left[\exp \left(-\frac{2K \tan \delta}{L} H_t \right) - \exp \left(-\frac{2K \tan \delta}{L} H \right) \right] \right\} \quad (2.141)$$

2.6.1.10 Simulations numériques de Liu et al. (2018)

Toutes les solutions antérieures pour calculer la résistance nécessaire d'un remblai cimenté exposé latéralement ont été développées en considérant un remblai cimenté confiné entre trois murs. Dans la pratique, un chantier primaire est souvent en contact avec un premier chantier secondaire d'un côté et un deuxième de l'autre côté (côté opposé). Le remblai cimenté du chantier primaire sera exposé lors de l'extraction du minerai dans le deuxième chantier secondaire opposé alors que le remblai non-cimenté dans le premier chantier secondaire peut appliquer une pression sur le remblai cimenté du chantier primaire et ainsi affecter sa stabilité. Liu et al. (2018) ont donc développé une solution analytique pour calculer la résistance nécessaire d'un remblai cimenté ayant une face exposée et la face opposée soumise à une pression iso-statique selon le poids des terres du remblai non-cimenté. La figure 2.48 présente un modèle de remblai cimenté avec la face frontale exposée et la face arrière soumise à une pression.

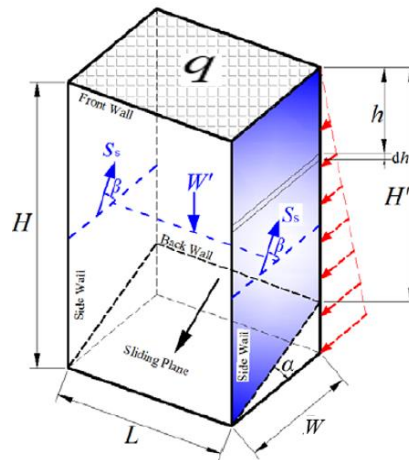


Figure 2.48: Illustration du modèle de remblai cimenté avec la face frontale exposée et la face arrière soumise à une pression (tirée de Liu et al. 2018).

Le paramètre q représente une pression due à une surcharge au sommet du remblai; H , W et L représentent respectivement la hauteur, la largeur exposée et la longueur du chantier; α ($= 45^\circ + \phi/2$, avec ϕ l'angle de frottement interne du remblai) représente l'angle entre le plan de glissement du bloc confiné et le plan horizontal. La charge exercée sur la face arrière du bloc par le remblai non-cimenté est considérée égale à la pression isostatique selon le poids des terres du remblai non-cimenté, qui est exprimée par l'expression suivante :

$$P_b = \int_0^{H'} \gamma_u h L dh = \frac{1}{2} \gamma_u L (H - W \tan \alpha)^2 \quad (2.142)$$

Avec $H' (= H - W \tan \alpha)$ étant la hauteur du bloc de glissement sur la face arrière du bloc et γ_u est le poids volumique du remblai non-cimenté. La somme des poids reliés à la surcharge q et au bloc de glissement est représentée par le paramètre W' et est exprimée comme suit :

$$W' = (\gamma H^* + q) L W \quad (2.143)$$

Où γ est le poids volumique du remblai cimenté utilisé dans le chantier primaire, H^* représente la hauteur équivalente du bloc de glissement et est exprimée par l'expression suivante :

$$H^* = H - \frac{W \tan \alpha}{2} \quad (2.144)$$

La force de cisaillement S_s , faisant un angle β avec l'horizontale tel qu'illustré par la figure 2.48, agit aux interfaces entre le remblai cimenté et les murs rocheux latéraux et est exprimée comme suit :

$$S_s = \int_0^{H'} \tau_s W dh + \int_{H'}^H \tau_s \frac{H-h}{\tan \alpha} dh \quad (2.145)$$

Où h est la profondeur à partir de la surface du remblai cimenté. La résistance au cisaillement τ_s agissant aux interfaces entre le remblai cimenté et les murs rocheux latéraux est exprimée comme suit selon le critère de Mohr-Coulomb :

$$\tau_s = c_s + \sigma_h \tan \delta_s \quad (2.146)$$

Où c_s et δ_s représentent respectivement la cohésion et l'angle de frottement aux interfaces des murs latéraux. Ces paramètres peuvent également être exprimés par des fractions de la résistance au cisaillement du remblai cimenté comme suit :

$$c_s = r_s * c \quad (2.147)$$

$$\delta_s = r_i \phi \quad (2.148)$$

Avec c et ϕ étant la cohésion et l'angle de frottement respectivement du remblai tandis que $r_s (= c_s/c, [0,1])$ et $r_i (\delta_s/\phi, [0,1])$ représentent respectivement le ratio de cohésions et le ratio d'angles de friction entre les interfaces remblai-massif rocheux et le remblai cimenté. À noter que les paramètres r_s et r_i dépendent de la rugosité des parois rocheuses.

Plusieurs scénarios ont été considérés sur le plan de glissement. À l'aide des modélisations numériques, Liu et al. (2018) ont proposé l'expression suivante pour le facteur de sécurité d'un remblai cimenté exposé en avant et soumis à une pression en arrière :

$$FS = \frac{cL \frac{W}{\cos \phi} + (Y + 2S_s \sin \phi) \tan \phi}{Z - 2S_s \cos \phi} \quad (2.149)$$

Et la cohésion minimale nécessaire c est exprimée comme suit :

$$c = \frac{Z \cos \phi - Y \sin \phi - 2X}{LW \frac{\cos \phi}{\cos \alpha} + 2r_s WH^*} \quad (2.150)$$

Dans les deux équations, les paramètres β , X , Y , et Z sont exprimés comme suit :

$$\beta = 45^\circ + \phi/2 \quad (2.151)$$

$$X = \frac{LW}{2} \left[\gamma H^* - \left(\frac{\gamma L}{2K \tan \delta_s} - q \right) \right] + \frac{L^2}{4K \tan \alpha \tan \delta_s} \left(\frac{\gamma L}{2K \tan \delta_s} - q \right) \left(e^{-\frac{2K \tan \delta_s}{L} H'} - e^{-\frac{2K \tan \delta_s}{L} H} \right) \quad (2.152)$$

$$Y = W' \cos \alpha + P_b \sin \alpha \quad (2.153)$$

$$Z = W' \sin \alpha + P_b \cos \alpha \quad (2.154)$$

2.6.2 Solutions pour estimer la résistance nécessaire d'un remblai exposé à la base

Dans beaucoup de cas, on a besoin de laisser des piliers-semelles (« sill-mats » en anglais) en roche ou en minéral ou même construire des piliers-semelles en remblais cimentés. La récupération des piliers-semelles en minéral et l'exploitation sous des piliers-semelles en remblai cimenté requiert la détermination de la résistance nécessaire du remblai cimenté exposé à la base.

2.6.2.1 Modèle de Mitchell (1991)

Mitchell est considéré comme un pionnier pour ses travaux significatifs portant sur la stabilité des piliers-semelles. À partir des observations sur les ruptures des remblais soumis à des tests en laboratoire en 1989 (Mitchell 1989a, 1989b; Mitchell et Roettger 1989) par l'entremise d'une centrifugeuse, Mitchell (1991) a conclu que quatre modes de rupture peuvent être impliqués dans l'instabilité d'un pilier-semelle en remblai cimenté. La figure 2.49 représente le modèle de Mitchell (1991) avec un pilier-semelle soumis à diverses contraintes.

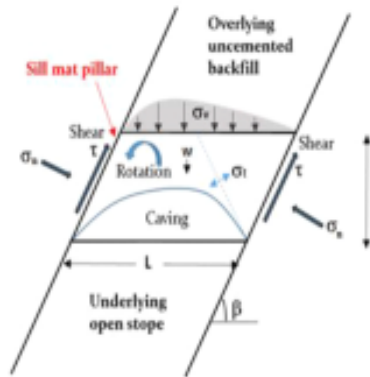


Figure 2.49: Illustration d'un pilier-semelle avec les modes de rupture potentiels, les contraintes et les résistances (adaptée de Mitchell 1991).

Sur la figure, W représente la largeur du chantier, e l'épaisseur du pilier-semelle, β l'angle d'inclinaison du chantier par rapport à l'horizontale, W le poids du pilier-semelle, σ_t la résistance à la traction du pilier-semelle, τ la résistance au cisaillement à l'interface entre les parois rocheuses et le pilier-semelle, σ_n la contrainte normale de confinement et σ_v la contrainte verticale exercée par le remblai sous-jacent au pilier-semelle. Mitchell (1991) a proposé l'équation suivante pour calculer la pression verticale du remblai sus-jacent appliquée sur le pilier-semelle :

$$\sigma_v = \frac{\gamma W}{2K \tan \phi} \quad (2.155)$$

Avec γ étant le poids volumique du remblai au-dessus du pilier-semelle, K étant ici le coefficient de pression des terres assumé unitaire et ϕ étant l'angle de frottement du remblai situé au-dessus du pilier-semelle. On peut constater que cette expression est un cas spécial de la solution de Terzaghi (1943) et de Aubertin et al. (2003) en considérant une très grande épaisseur du remblai non-cimenté au-dessus du pilier-semelle.

La figure 2.50 montre les 4 modes de ruptures d'un pilier-semelle, illustrés plus clairement par Pakalnis et al. (2005). Il s'agit de la rupture par glissement, de la rupture en flexion, de la rupture par rotation ainsi que de la rupture par éboulement (ou effondrement).

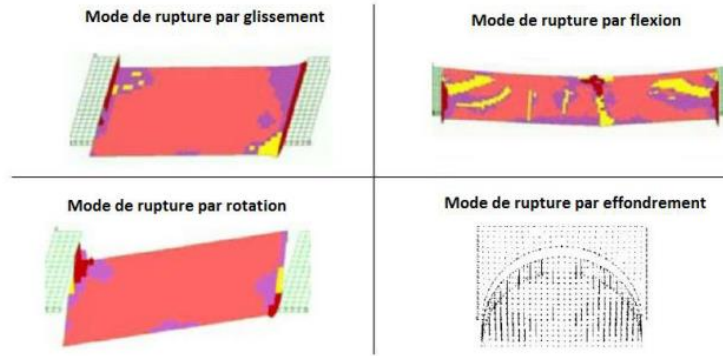


Figure 2.50: Illustration des modes de rupture de Mitchell (tirée de Pakalnis et al. 2005).

Un pilier-semelle large et mince est plus susceptible à une rupture par flexion si la résistance en traction du remblai cimenté n'est pas suffisante. L'équation suivante, basée sur des formules standards d'une poutre encastrée soumise à une charge uniforme, prédit la rupture par flexion du pilier-semelle :

$$\left(\frac{W}{e}\right)^2 > \frac{2(\sigma_t + \sigma_n)}{\sigma_v + \gamma * e} \quad (2.156)$$

Lorsqu'un chantier est fort incliné, Mitchell (1991) considère que le pilier-semelle est susceptible à une rupture par rotation à cause d'une combinaison de détachement du pilier à l'éponte supérieur et d'une rupture par traction du pilier-semelle. L'équation suivante prédit la rupture par rotation du pilier-semelle :

$$\sigma_v + W\gamma > \frac{e^2 \sigma_t}{2W(W - e \cot \beta) \sin^2 \beta} \quad (2.157)$$

Une rupture par effondrement survient lorsque le pilier-semelle est étroit et épais. L'expression suivante prédit la rupture par effondrement d'un pilier-semelle (Mitchell 1991) :

$$\frac{\pi\gamma}{8} > \frac{\sigma_t}{W} \quad (2.158)$$

Lorsque le pilier-semelle est étroit et épais, un autre mode de rupture est le glissement (Mitchell 1991) :

$$\sigma_v + e * \gamma > 2 \left(\frac{\tau}{\sin^2 \beta} \right) \left(\frac{e}{W} \right) \quad (2.159)$$

Selon les observations de ruptures des piliers-semelles et des résultats numériques, les quatre modes de rupture proposés par Mitchell (1991) capturent bien le comportement réel des piliers-semelles (Caceres 2005; Oulbacha 2014; Caceres et al. 2017). Cependant, les modèles et les solutions analytiques de Mitchell comportent plusieurs limitations. Premièrement, il a assumé que la pression agissant sur le pilier-semelle était uniforme. De nombreux travaux ont tendance à montrer que ce n'est pas le cas, dû notamment à l'effet d'arche (Li et Aubertin 2008, 2010). Il a considéré un chantier isolé avec épontes rocheuses rigides (fixes) sans tenir compte d'excavations adjacentes. La résistance au cisaillement le long des parois rocheuses (τ) ainsi que la contrainte normale de confinement (σ_n) utilisés dans ses solutions analytiques restent inconnues (Oulbacha 2014). Des travaux récents indiquent que la séquence de minage et de remblayage influence significativement la distribution des contraintes dans le remblai non-cimenté au-dessus du pilier-semelle et sur le pilier-semelle lui-même (Sobhi 2014; Sobhi et Li 2015; Sobhi et al. 2017), qui à son tour dépend des géométries du pilier-semelle, des chantiers avoisinants et des propriétés du pilier-semelle, de celles du remblai au-dessus du pilier-semelle et de celles du massif rocheux. Ces facteurs doivent être considérés dans l'évaluation de la résistance nécessaire des piliers-semelles.

La solution analytique de Mitchell (1991) sur la rupture du pilier-semelle en rotation a été révisée par Caceres (2005). En tenant compte de la résistance au cisaillement à l'interface entre l'éponte supérieure et le pilier-semelle, Caceres (2005) a développé une nouvelle solution analytique pour estimer la stabilité d'un pilier-semelle en remblai cimenté en mode de rupture par rotation (illustrée par la figure 2.51) :

$$(\sigma_v + e * \gamma) > \frac{\sigma_t e^2 + 2\lambda \tau_t e W \sin^2 \beta}{W(W - e \cot \beta) \sin^2 \beta} \quad (2.160)$$

Où W , e et β représentent respectivement la largeur, l'épaisseur et l'inclinaison du pilier-semelle; σ_t et σ_v sont respectivement la résistance à la traction du pilier-semelle et la contrainte verticale exercée au sommet du pilier-semelle; λ est un coefficient de la qualité de contact entre le pilier-semelle et l'éponte supérieure qui varie entre 0 et 1; τ est la résistance au cisaillement le long du contact entre le pilier-semelle et l'éponte supérieure.

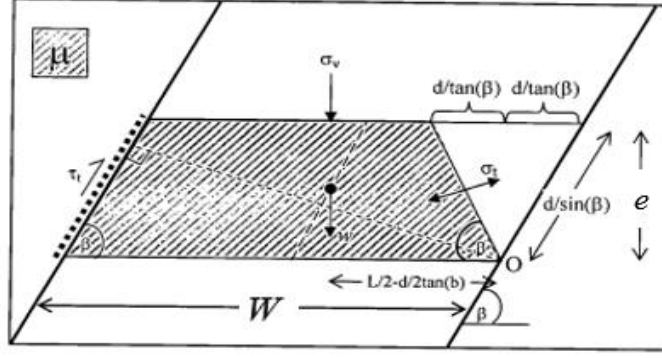


Figure 2.51: Illustration de la rupture par rotation en considérant la résistance au cisaillement entre l'éponte supérieure et le pilier-semelle (tirée de Caceres 2005).

Caceres (2005) a constaté que son équation (2.156) ne se réduit pas à l'équation de Mitchell (1991) lorsque la résistance au cisaillement entre l'éponte supérieure et le pilier-semelle est zéro ($\lambda = 0$) comme l'hypothèse de Mitchell (1991). Caceres (2005) indique que le facteur de 2 dans la partie dénominateur de l'équation de Mitchell (1991) ne devrait pas l'être. Pour vérifier cela, Oulbacha (2014) a considéré l'hypothèse de Caceres (2005) et l'équilibre en moments du bloc μ (figure 2.51) par rapport au point O et a obtenu l'équation suivante :

$$\frac{1}{2} \left[W - \frac{e}{\tan \beta} \right] (\sigma_v + \gamma * e) W = \sigma_t \frac{e}{\sin \beta} \left(\frac{e}{2 \sin \beta} \right) + \lambda \tau_t W \left(\frac{e}{\sin \beta} \right) \sin \beta \quad (2.161)$$

Où

$$(\sigma_v + \gamma * e) W = \frac{\sigma_t \left(\frac{e^2}{\sin^2 \beta} \right) + 2\lambda e W \tau_t}{W \left(W - \frac{e}{\tan \beta} \right)} (\sigma_v + e * \gamma) > \frac{\sigma_t e^2 + 2\lambda \tau_t e W \sin^2 \beta}{W(W - e \cot \beta) \sin^2 \beta} \quad (2.162)$$

On y retrouve donc l'équation de Caceres (2005). En prenant $\lambda=0$, on obtient l'équation suivante :

$$\sigma_v + e * \gamma > \frac{e^2 \sigma_t}{W(W - e \cot \beta) \sin^2 \beta} \quad (2.163)$$

Cela indique que le facteur de 2 dans le dénominateur de l'équation de Mitchell (1991) n'est pas justifié. La modification de Caceres (2005) est valable. Cependant, les travaux d'Oulbacha (2014) ont démontré également que la solution analytique de Caceres (2005) tend à sous-estimer la stabilité du pilier-semelle lorsque l'angle d'inclinaison des chantiers est supérieur à 70° , et l'inverse est également vrai lorsque l'inclinaison est inférieure à 70° . De plus, la solution analytique de Caceres (2005) prévoit une détérioration des piliers-semelles avec une augmentation de l'angle

d'inclinaison du chantier alors que les résultats numériques d'Oulbacha (2014) tendent à montrer le contraire.

2.6.2.2 Modèle de Stone (1993)

Stone (1993) a formulé des abaques de stabilité pour les remblais cimentés à partir des travaux de Mitchell (Mitchell 1989a, 1989b; Mitchell et Roettger 1989). La figure 2.52 montre la résistance nécessaire en termes d'UCS en fonction de la largeur de l'exposition pour différentes épaisseurs de remblai un facteur de sécurité de 2. On voit que la résistance nécessaire augmente quand la largeur de l'exposition et de l'épaisseur du remblai augmentent. L'abaque s'applique seulement pour des ruptures causées par le propre poids du remblai basées sur la résistance au cisaillement à l'interface entre le remblai et l'épente rocheuse. Cet abaque a été vérifié par des tests en laboratoire à l'aide d'une centrifugeuse.

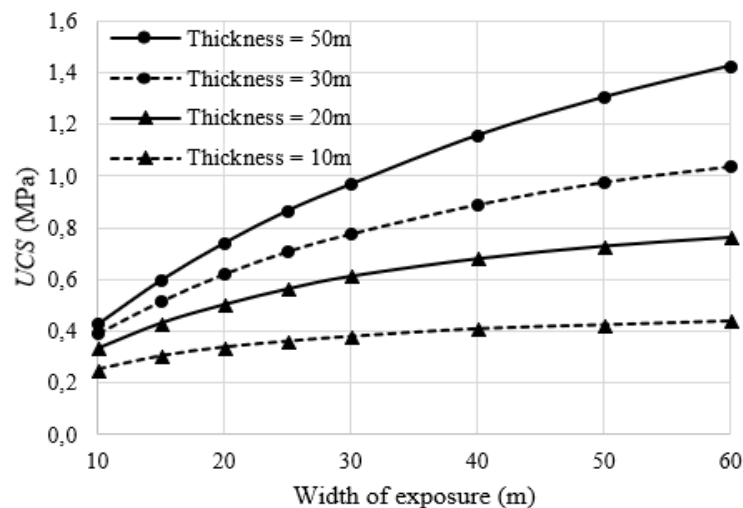


Figure 2.52: Abaque de stabilité pour l'épaisseur maximale d'un remblai cimenté exposé à la face pour un FS d'au moins 2 (tirée de Stone 1993).

Stone (1993) a également formulé un abaque de stabilité pour déterminer la résistance nécessaire en termes d'UCS en fonction de la portée minimale pour différentes épaisseurs des piliers-semelle en considérant un facteur de sécurité de 2 et en considérant la résistance en traction du remblai (figure 2.53). Cet abaque est assez couramment utilisé dans l'industrie minière pour concevoir les piliers-semelles en remblai cimenté (Pakalnis et al. 2005; Tesarik et al. 2007). On voit que la résistance nécessaire augmente avec la portée, mais diminue avec l'épaisseur des piliers-semelles. À noter que cet abaque a été construit en considérant la rupture en flexion. Les ruptures par

écrasement (*crushing failure*), par éboulement et par glissement sont généralement négligées, et moins critique, lorsque l'épaisseur du remblai est plus grande que la moitié de sa largeur, lorsqu'il n'y a pas de contraintes de confinement appliquée sur le remblai et lorsque la résistance en compression uniaxiale du remblai dépasse 1,5 MPa. Cet abaque a également été validé par des tests par centrifugeuse.

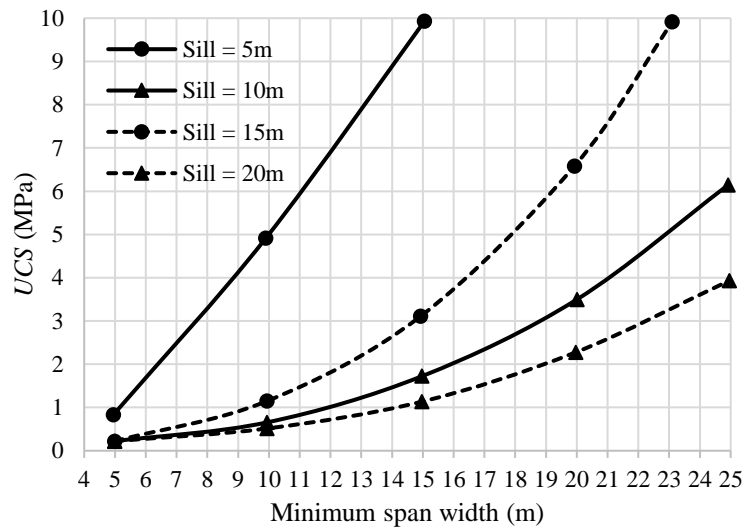


Figure 2.53: Abaque de stabilité pour un pilier en minéral avec des parois verticales et exposé à la base pour un FS d'au moins 2 (tirée de Stone 1993).

La figure 2.54, couramment utilisée dans l'industrie, montre la résistance nécessaire en termes d'UCS en fonction de l'épaisseur de piliers de niveau constitués de remblai rocheux en fonction de la plus petite dimension de la face exposée du remblai. On voit qu'en dessous d'une valeur limite d'UCS, et ce peu importe la dimension minimale de la face exposée, le remblai subit une rupture due à son propre poids. De plus, la résistance nécessaire augmente avec l'épaisseur du pilier de niveau.

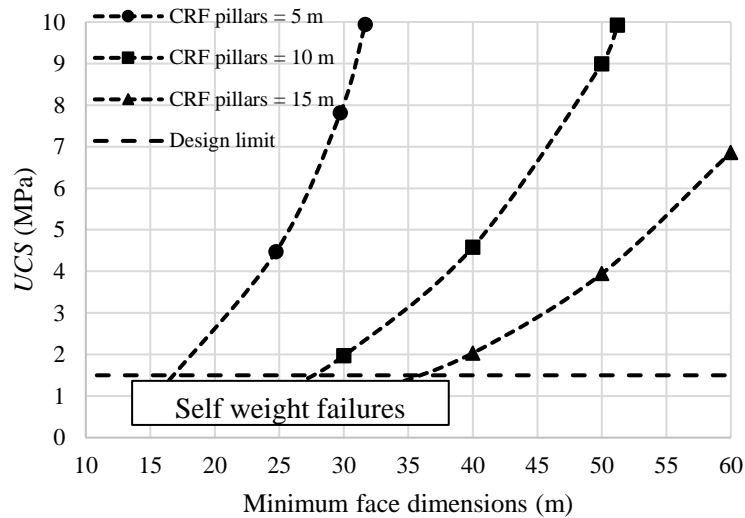


Figure 2.54: Abaque de stabilité pour un remblai cimenté avec une face verticale exposée qui retient un chantier adjacent remblayé pour un FS d'au moins 2 (tirée de Stone 1993).

2.6.2.3 Travaux de Pakalnis et al. (2005)

Pour le cas des piliers-semelles, les abaques de Stone (1993) (voir figures 2.52, 2.53 et 2.54) ont été comparés à des études de cas dans 12 mines canadiennes. Cela a mené à un abaque amélioré par Pakalnis et al. (2005). La figure 2.55 montre la version améliorée de l'abaque de Stone (1993) par Pakalnis et al. (2005) pour déterminer la résistance nécessaire en termes d'UCS en fonction de la portée minimale pour différentes épaisseurs des piliers-semelles en considérant un facteur de sécurité de $FS = 2$. On remarque que la résistance nécessaire augmente en fonction la portée et de l'épaisseur du pilier-semelle. Cet abaque est souvent utilisé dans l'industrie minière pour la conception des piliers-semelles en remblais cimentés.

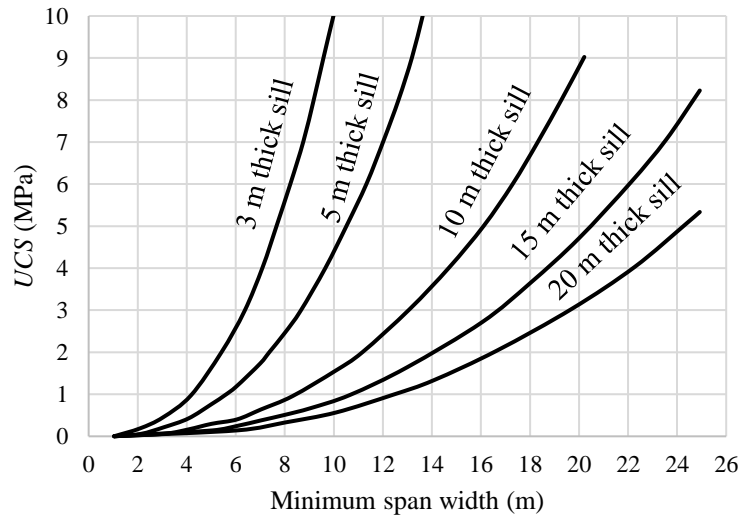


Figure 2.55: Abaque pour déterminer la résistance nécessaire en termes d'UCS en fonction de la portée minimale pour différentes épaisseurs des piliers-semelles en considérant un facteur de sécurité de $FS = 2$ et une surcharge appliquée dessus (adaptée de Pakalnis et al. 2005).

Cependant, cet abaque est basé seulement sur la considération de la rupture en flexion en se basant sur la théorie d'une poutre fixée aux extrémités et ayant une surcharge verticale appliquée dessus.

2.6.2.4 Simulations numériques de Brummer et al. (2003)

Brummer et al. (2003) ont effectué une série de modélisations numériques avec FLAC 2D pour simuler l'extraction d'une couche de minerai sous un pilier-semelle. Ils ont analysé la stabilité des piliers-semelles en fonction de la largeur et l'angle d'inclinaison du chantier pour différentes valeurs de la cohésion du remblai cimenté. Une convergence de 10 mm est appliquée dans les modèles numériques pour refléter la convergence des épontes rocheuses sur le pilier-semelle. La cohésion nécessaire du pilier-semelle en fonction de sa largeur pour une épaisseur constante de 3,3 m du pilier-semelle est illustrée pour une inclinaison de 60° (figure 2.56) et 80° (figure 2.57).

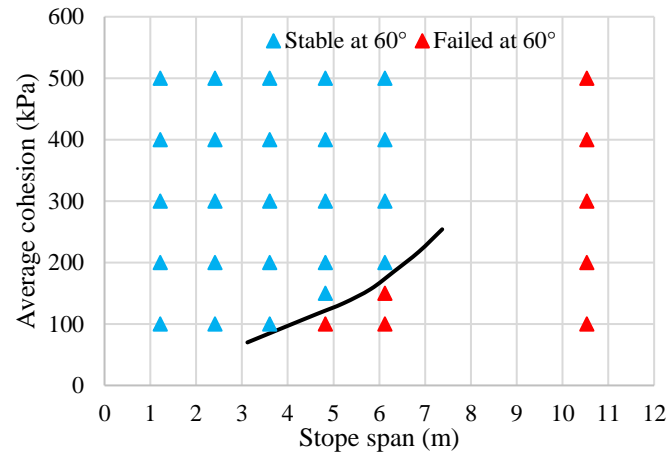


Figure 2.56: Cohésion nécessaire du pilier-semelle selon une largeur de chantier pour une inclinaison de chantier de 60° (tirée de Brummer et al. 2003).

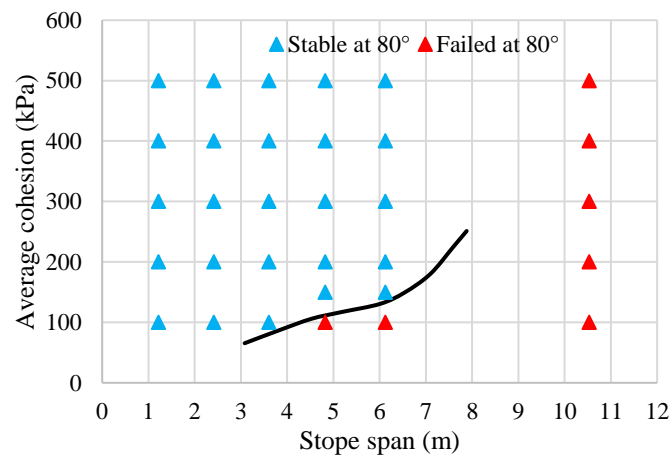


Figure 2.57: Cohésion nécessaire du pilier-semelle selon une largeur de chantier pour une inclinaison de chantier de 80° (tirée de Brummer et al. 2003).

Selon les figures 2.56 et 2.57, la variation de l'inclinaison du chantier semblerait avoir seulement un peu d'influence sur la stabilité du pilier-semelle. Les travaux de Brummer et al. (2003) ont cependant plusieurs limitations. Ils ont considéré des épaisseurs constantes tant pour le pilier-semelle que pour le remblai déposé au-dessus du pilier-semelle. La cohésion et l'angle de friction aux interfaces entre le remblai et les épontes rocheuses sont les mêmes que celles du remblai.

2.6.2.5 Simulations numériques de Tesarik et al. (2007)

Tesarik et al. (2007) ont effectué une série de tests avec des piliers-semelles composés de remblai rocheux à la mine Turquoise Ridge aux États-Unis. L'objectif de ces tests a été d'évaluer la possibilité d'améliorer la sécurité et d'augmenter la productivité par le changement de la méthode « d'abattage en masse » (*bulk mining*) à la méthode « galerie et remblai descendant ». Pour ce faire, une série de 6 galeries parallèles a été excavée et remblayée avec du remblai rocheux cimenté. Une excavation partielle sous le pilier-semelle a par la suite été excavée. Des extensomètres ont été installés dans le remblai afin de calculer la convergence des parois rocheuses sur le pilier-semelle. Des observations semblables de déplacements ont été observées tant avec les observations de terrain qu'avec les simulations numériques effectuées avec FLAC3D. De plus, les résultats des simulations numériques ont indiqué qu'aucune rupture du pilier-semelle survenait due à son propre poids mais plutôt lorsqu'un remblai est placé sur le pilier-semelle. Ils en ont conclu à partir de leur modèle 3D, qu'avec un massif rocheux peu rigide, un pilier-semelle en remblai rocheux cimenté serait en mesure de supporter des galeries remblayées si des mesures additionnelles sont prises lors de la construction du pilier-semelle afin de prévenir une rupture dans sa partie inférieure (Tesarik et al. 2007). Des tests sur le terrain n'ont cependant pas été réalisés pour vérifier cette conclusion.

2.6.2.6 Simulations numériques de Oulbacha (2014)

Oulbacha (2014) a vérifié l'applicabilité des modèles de rupture de Mitchell (1991) et a démontré que ce n'est pas toutes les solutions analytiques de Mitchell (1991) qui peuvent prédire correctement les quatre modes de rupture du pilier-semelle. Pour un pilier-semelle ayant une cohésion élevée, la solution analytique de Mitchell (1991), pour la rupture par effondrement, surestime la stabilité du pilier-semelle. Dans le cas inverse, pour une cohésion faible, la solution analytique de Mitchell (1991) sous-estime la stabilité des piliers-semelles.

Pour le mode de rupture par glissement, de très bonnes corrélations ont été obtenues entre les résultats numériques et les résultats analytiques de Mitchell (1991). Ce type de rupture serait conditionnée par l'interface entre le pilier-semelle et les épontes rocheuses ainsi que par l'inclinaison du chantier. La rupture est probable lorsque l'interface est peu rugueuse et que le chantier est peu incliné. Il est donc primordial de pouvoir bien identifier les propriétés aux interfaces entre le pilier-semelle et les épontes rocheuses afin d'être capable de prédire adéquatement la rupture par glissement d'un pilier-semelle.

L'analyse de la rupture par flexion a démontré que cette rupture peut avoir lieu dans des chantiers verticaux ou inclinés à au moins 70° par rapport à l'horizontal. Cependant, des divergences ont été observées entre les résultats analytiques et numériques de Mitchell (1991). Oulbacha (2014) attribue cette divergence des résultats au fait qu'il ait utilisé une poutre fixée à une extrémité et libre de l'autre côté tout en restreignant la rotation aux deux extrémités dans ses modèles numériques. Les travaux de Oulbacha (2014) ont par ailleurs démontré que la solution analytique de Mitchell (1991) a été développée en considérant le moment maximal aux deux extrémités d'une poutre encastree et chargée uniformément. Des travaux futurs sont nécessaires pour formuler une solution analytique qui permettrait de décrire les résultats numériques de Oulbacha (2014) ou encore pour effectuer des simulations numériques additionnelles avec un modèle d'une poutre encastree aux deux extrémités (semblable au modèle de Mitchell 1991).

Oulbacha (2014) a évalué la validité des solutions analytiques de Mitchell (1991) et Caceres (2005) pour la rupture en rotation du pilier-semelle. La tendance générale observée est que de meilleures corrélations sont obtenues entre la solution analytique de Caceres (2005) et les résultats numériques de Oulbacha (2014). En effet, de bonnes corrélations ont été obtenues avec la solution de Caceres (2005) lorsque l'angle d'inclinaison des chantiers est autour de 70° . Pour un angle d'inclinaison supérieur à 70° , la solution analytique de Caceres (2005) a tendance à sous-estimer la stabilité du pilier-semelle. Tandis que pour une inclinaison est inférieure à 70° , la solution analytique de Caceres (2005) surestime la stabilité des piliers-semelles. La solution analytique de Caceres (2005) prévoit une détérioration de la stabilité des piliers-semelles avec une augmentation de l'angle d'inclinaison des chantiers. Une tendance inverse a été observée par les modélisations numériques de Oulbacha (2014). Les résultats numériques montrent que plus le pilier-semelle est incliné, l'angle d'inclinaison par rapport à l'horizontal est faible, moins d'écrasement est nécessaire au coin supérieur adjacent de l'éponte supérieure pour avoir une rotation. Cela résulte en une réduction de la stabilité du pilier-semelle. Des travaux futurs sont donc nécessaires pour améliorer la solution analytique de Caceres (2005) pour la rupture en rotation d'un pilier-semelle.

2.6.2.7 Travaux expérimentaux et numériques de Hughes (2014)

Hughes (2014) a étudié la stabilité des piliers en remblai dans 5 mines qui utilisent la méthode de minage « coupe et remblai descendant » avec des remblais en pâte cimentés. Il a révisé les modèles analytiques existants portant sur la stabilité des piliers-semelles. Il a constaté que les modèles de

Mitchell (1991) ne tenaient pas en compte l'influence de la convergence des parois rocheuses. Hughes (2014) a conclu que la rupture par convergence est la plus susceptible de se produire pour un pilier en minerai suivi par les ruptures en flexion et en cisaillement.

2.6.2.7.1 Solution analytique d'analyse de la stabilité des piliers en considérant la convergence des épontes

Hughes (2014) a proposé une équation analytique pour quantifier la rupture par l'écrasement d'un pilier en minerai. À partir de la convergence des épontes rocheuses, Hughes (2014) a proposé l'équation suivante pour quantifier la contrainte engendrée par la convergence des murs sur le pilier en minerai :

$$\sigma_a = \frac{\Delta_{w\ stope}}{w} E_t \quad (2.164)$$

Où W représente la portée du chantier, $\Delta_{w\ stope}$ la convergence sur le remblai et E_t représente le module d'élasticité tangentielle du remblai. Cependant, Hughes (2014) suggère d'utiliser un module d'élasticité du remblai associé à une loi hyperbolique pour mieux représenter le comportement typique d'un remblai cimenté.

Trois méthodes sont disponibles pour quantifier la convergence des épontes : la méthode observationnelle, la méthode numérique ainsi que la méthode analytique. La méthode observationnelle est la méthode recommandée puisqu'elle permet d'obtenir directement la convergence des épontes sur le terrain. Si la méthode observationnelle ne peut être appliquée, Hughes (2014) a proposé l'équation suivante pour calculer la convergence moyenne agissant sur chaque pilier en remblai cimenté dans un chantier :

$$\Delta_{w\ stope} = \frac{2(1-\nu^2)\sigma_h}{(h_1-h_2)E_r} \left(\Delta H_c \sqrt{\left(\frac{H}{2}\right)^2 - \Delta H_c'^2} - \left(\frac{H}{2}\right)^2 \tan^{-1} \frac{\Delta H_c}{\sqrt{\left(\frac{H}{2}\right)^2 - \Delta H_c'^2}} - \right. \\ \left. \Delta H_c' \sqrt{\left(\frac{H'}{2}\right)^2 - \Delta H_c'^2} - \left(\frac{H'}{2}\right)^2 \tan^{-1} \frac{\Delta H_c'}{\sqrt{\left(\frac{H'}{2}\right)^2 - \Delta H_c'^2}} \right) \Bigg|_{h_1}^{h_2} \quad (2.165)$$

Avec

$$\sigma_h = \frac{\gamma z}{2} [(1 + K) + (1 + K) \cos(2\beta)] \quad (2.166)$$

Où z représente la profondeur du chantier à compter de la surface jusqu'à la mi-hauteur du chantier (m), σ_h la contrainte horizontale in-situ agissant sur la paroi (kPa), K est le ratio entre les contraintes horizontales et verticales induites de la masse rocheuse, ν le coefficient de Poisson du massif rocheux, β l'angle d'inclinaison des épontes, E_r le module d'élasticité de la roche (kPa), H la hauteur du chantier (m) et ΔH_c la distance entre un point donné et la ligne centrale (LC) du chantier (m), h_1 la distance du sommet du pilier en minerai jusqu'à la ligne centrale du chantier (m), h_2 la distance de la base du pilier en minerai jusqu'à la ligne centrale du chantier (m), H' la hauteur du chantier au moment de l'extraction du pilier en minerai (m) et $\Delta H_c'$ la distance au-dessus ou en-dessous de la ligne centrale du chantier basée sur H' (figure 2.58).

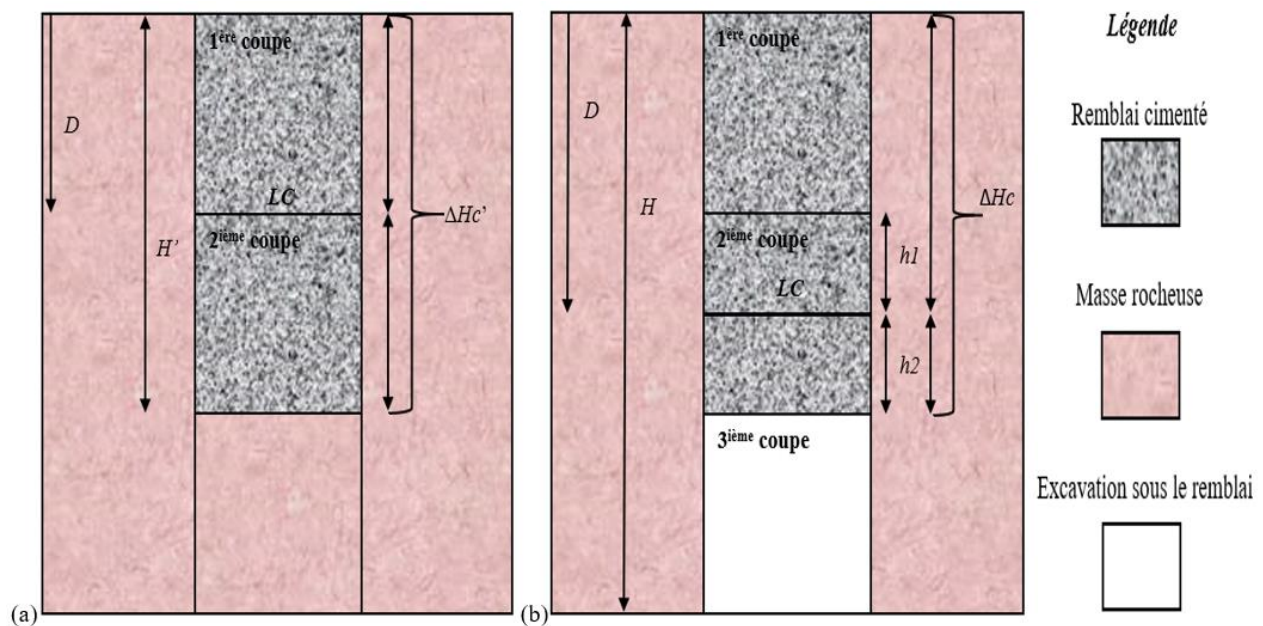


Figure 2.58: Illustration (a) d'un chantier remblayé avec deux couches successives de remblai cimenté et (b) et après l'excavation d'une troisième coupe de minerai.

À noter que ces équations sont basées sur plusieurs hypothèses : le chantier est isolé, la convergence est entièrement transférée au remblai et le remblai et le massif rocheux ont un comportement élastique linéaire. Cette dernière hypothèse est peu réaliste puisque selon Hughes (2014), le remblai n'a pas un comportement élastique linéaire. Pour remédier à la situation, il propose d'associer un module d'élasticité relié à un comportement hyperbolique pour le remblai pour des travaux futurs impliquant un remblai minier.

Pour calculer un facteur de sécurité de la stabilité d'un pilier relié à la convergence des épontes rocheuses, Hughes (2014) a proposé l'expression suivante pour estimer la convergence maximale permise:

$$\Delta_{w \text{ allowable}} = \frac{W\sigma_c}{E_t} \quad (2.167)$$

Où W représente la portée du pilier et σ_c la résistance en compression uniaxiale du remblai. Le facteur de sécurité (FS) du pilier est par la suite calculé comme suit :

$$FS = \frac{\Delta_{w \text{ allowable}}}{\Delta_{w \text{ stope}}} \quad (2.168)$$

Une valeur appropriée pour le σ_c est calculée lors de la conception du pilier-semelle en fonction d'un facteur de sécurité adéquat ($\geq 1,5$) et en tenant compte de la convergence estimée des épontes rocheuses. Ce calcul est fait en remplaçant l'équation (2.163) dans l'équation (2.164) et en isolant le terme σ_c .

2.6.2.7.2 Solutions analytiques pour les modes de ruptures des piliers en remblai cimenté

Selon Hughes (2014), la rupture en rotation du pilier en minéral peut être évitée si la condition suivante est respectée :

$$W < \sqrt{h^2 - \left(\frac{W-h}{\tan \beta}\right)^2} \quad (2.169)$$

Où W est la portée du pilier, h son épaisseur et β l'angle d'inclinaison des épontes.

Pour un chantier haut et étroit ou pour des épontes très inclinées par rapport à la verticale, la rupture par rotation est peu probable. Cette conclusion est en accord avec les résultats de Oulbacha (2014) sur les ruptures par rotation des piliers-semelles.

Le facteur de sécurité associé à la rupture par rotation est défini comme suit :

$$FS = \frac{\sigma_t h + 2\chi \left(C_1 c + \frac{\Delta_{w \text{ stope}}}{W} E_t \tan(C_2 * \phi) \right) W \sin^2 \beta}{\gamma W (W - h \cot \beta) \sin^2 \beta} \quad (2.170)$$

Où σ_t représente la résistance en traction du remblai, γ le poids volumique du remblai, ϕ l'angle de friction interne du remblai, χ le pourcentage de l'éponte supérieure en contact avec le remblai en termes de superficie, C_1 un coefficient multiplicateur de la cohésion à l'interface et C_2 est un

coefficient multiplicateur de la friction à l'interface. Les coefficients C_1 et C_2 varient entre 0,25 et 1.

À noter que les ruptures en rotation diffèrent des autres types de rupture du pilier en minéral puisqu'elles peuvent être évitées en modifiant la géométrie du chantier.

La rupture en flexion est probable dans les chantiers larges et petits, tel que démontré par Oulbacha (2014) dans ses travaux. Cette rupture est basée sur la théorie des poutres et est causée par la présence de fissures de tension au milieu du pilier due à une déflexion excessive du pilier. Hughes (2014) a proposé l'expression du facteur de sécurité exprimée comme suit :

$$FS = \frac{4}{3} \left(\frac{\sigma_t h}{\gamma W^2} \right) \quad (2.171)$$

Ce type de rupture peut être prévenu en utilisant un remblai cimenté très résistant ou en utilisant un remblai léger. L'utilisation d'un remblai léger impose moins de poids sur le pilier-semelle. Contrairement à la rupture par rotation, la géométrie du chantier n'a peu d'influence sur le calcul du facteur de sécurité puisque l'expression du facteur de sécurité ne tient pas en compte l'angle d'inclinaison des épontes β .

Hughes (2014) a montré également que les ruptures en glissement sont susceptibles de se produire dans les cas où il n'y a peu de contact entre le pilier et les épontes rocheuses. La rupture se traduit par un déplacement en entier du pilier le long des épontes. Le FS est exprimé comme suit (Hughes 2014) :

$$FS = \frac{2 \left(c_1 c + \frac{\Delta w_{stope}}{W} E_t \tan(C_2 * \phi) \right)}{\gamma W \sin \beta} \quad (2.172)$$

2.6.2.7.3 *Abaques de stabilité*

Les analyses théoriques de Hughes (2014) ont démontré que la stabilité et le mode de rupture des piliers peuvent être influencés par un grand nombre de paramètres tels les propriétés intrinsèques du matériau et les géométries des piliers en minéral. La formulation générale d'un abaque de stabilité est peu réaliste. Hughes (2014) a donc formulé des abaques de stabilité spécifiques associés aux mines étudiées. Neuf courbes de résultats numériques ont été tracées en considérant trois régimes de contraintes naturelles (bas, moyen et élevé) et trois modules d'élasticité (10 MPa, 500 MPa et 1100 MPa). Des profondeurs de 400 m, 800 m et 3000 m ont été assignées pour les

régimes de contraintes bas, moyen et élevé respectivement. La convergence appliquée dans les simulations numériques est soit nulle, pour le régime de contrainte bas, soit fixée à 5 cm et 15 cm respectivement pour les régimes de contrainte moyen et élevé. L'angle d'inclinaison du chantier est gardé constant à 80° . Les valeurs du coefficient de Poisson et du module d'élasticité pour la roche sont respectivement de 80 GPa (E_r) et de 0,33 (μ_r) et la résistance en compression uniaxiale UCS de la roche est de 125 MPa. Pour le remblai cimenté, la cohésion c est assumée comme étant 35% de la valeur de l'UCS du remblai tandis la résistance en traction σ_t est assumée à 20% du UCS. Tous les autres paramètres, concernant les dimensions du chantier ainsi que les paramètres géomécaniques de la masse rocheuse et du remblai cimenté, sont présentés dans Hughes (2014). Les figures 2.59 à 2.61 présentent les courbes formulées par Hughes (2014) en termes de la résistance nécessaire des piliers en remblai cimenté.

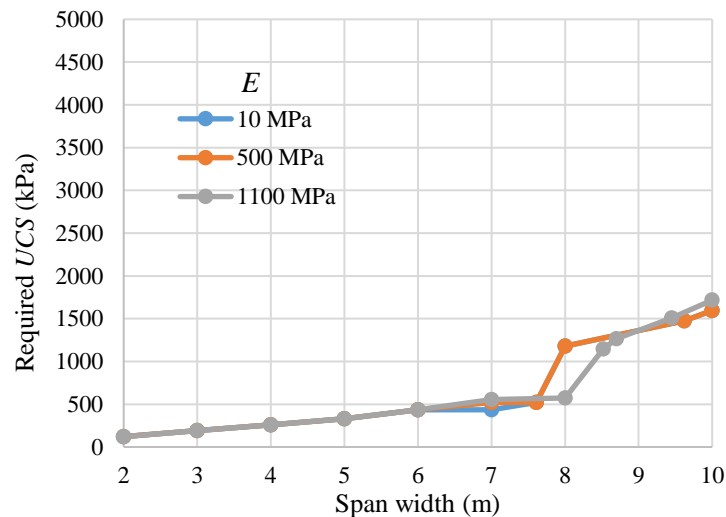


Figure 2.59: Résistance nécessaire du pilier-semelle en fonction de la portée de chantier pour un régime de contrainte bas pour différentes valeurs du module de Young du remblai (tirée de Hughes 2014).

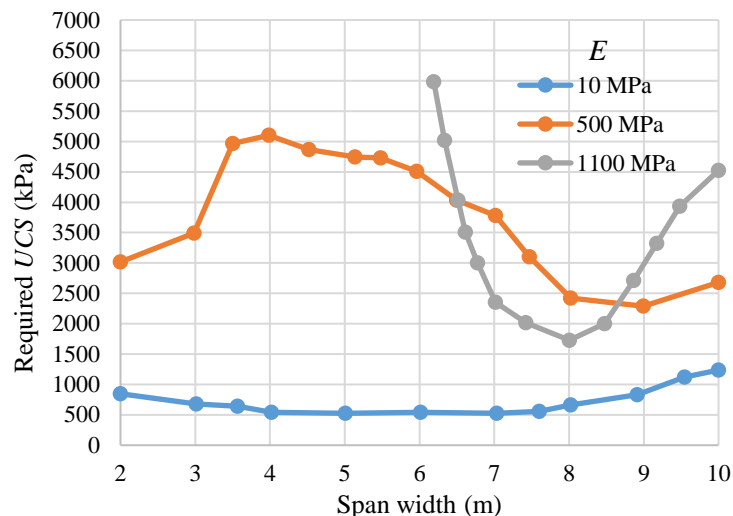


Figure 2.60: Résistance nécessaire du pilier-semelle en fonction de la portée de chantier pour un régime de contrainte moyen pour différentes valeurs du module de Young du remblai (tirée de Hughes 2014).

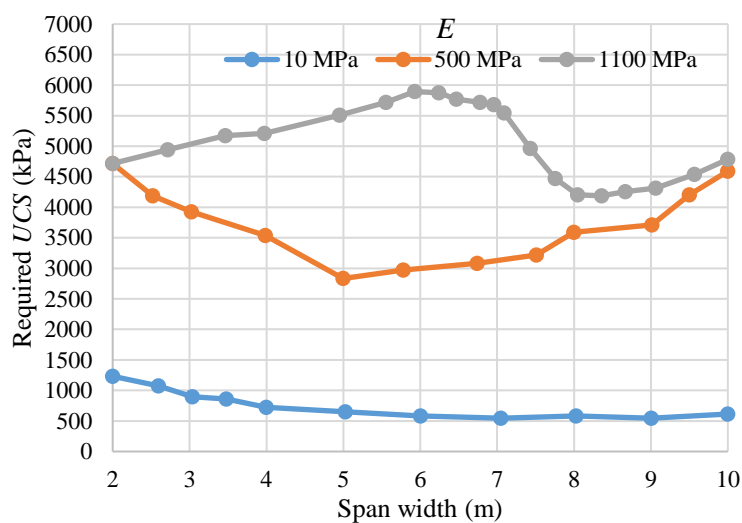


Figure 2.61: Résistance nécessaire du pilier-semelle en fonction de la portée de chantier pour un régime de contrainte élevé pour différentes valeurs du module de Young du remblai (tirée de Hughes 2014).

Pour un régime de contrainte bas (400 m de profondeur), aucune convergence n'est appliquée dans les modélisations numériques. Lorsque la portée est inférieure à 7,5 m, la résistance requise du remblai cimenté est indépendante de la valeur du module de Young du remblai et augmente

linéairement avec l'augmentation de la portée du chantier. Lorsque la portée est plus grande que 7,5 m, la rigidité du remblai commence à se manifester et la résistance requise augmente plus significativement avec l'augmentation de la portée du pilier.

Pour un régime de contrainte moyen (800 m de profondeur), la convergence de 5 cm a été appliquée dans les simulations numériques. Les résultats ont montré que la rupture par écrasement domine tous les autres types de rupture. Lorsque le remblai est mou ($E = 10$ MPa), il peut subir de grandes déformations avant d'atteindre la rupture. La résistance nécessaire est minimum pour une portée de chantier entre 4 et 7 m; à l'extérieur de cet intervalle, la résistance nécessaire augmente avec la diminution ou l'augmentation de la portée du chantier. Lorsque le remblai est rigide ($E \geq 500$ MPa), l'écrasement du pilier demeure la principale rupture. Mais la variation de la résistance nécessaire en fonction de la portée du chantier est difficile à prévoir. Pour $E = 500$ MPa, elle atteint un maximum lorsque la portée est entre 3,5 et 7 m; à l'extérieur de cet intervalle, elle diminue en fonction de l'augmentation ou de la diminution de la portée. Pour $E = 1100$ MPa, elle atteint son minimum lorsque la portée est de 8 m; après, elle augmente en fonction de l'augmentation ou de la diminution de la portée.

Pour un régime de contrainte élevée (3000 m de profondeur), une convergence de 15 cm a été appliquée dans les simulations numériques. Les remblais mous seraient envisageables pour la stabilité des piliers en remblai cimenté puisqu'ils peuvent subir de grandes déformations avant la rupture. La résistance nécessaire diminue lorsque la portée du chantier varie entre 2 et 7 m. Entre 7 et 9 m, la résistance reste sensiblement constante et augmente légèrement entre 9 et 10 m. Entre 2 et 4 m, la principale rupture est l'écrasement et au-delà de 4 m la rupture principale est celle par flexion. Pour $E = 500$ MPa, la résistance atteint un minimum pour une portée de 5 m; à l'extérieur de 5 m, elle augmente avec la diminution de la portée (≤ 5 m) et augmente avec l'augmentation de la portée (≥ 5 m). Entre 2 et 5 m, la rupture principale est l'écrasement et pour une portée de plus de 5 m, les ruptures par rotation et flexion sont les plus récurrentes. À l'opposé, les remblais rigides ($E = 1100$ MPa) ont de piètres performances dans ce type de régime. Une tendance précise pour ce type de remblai est difficile à déterminer. La résistance augmente entre 2 et 7 m, diminue légèrement entre 6 et 7 m et drastiquement par la suite entre 7 et 8 m pour finalement augmenter graduellement à partir de 8 m. Le remblai subit une rupture complète pour une portée variant entre 2 et 6 m. Entre 6 et 8 m, la stabilité est gouvernée par la rupture par écrasement et au-delà de 8 m,

ce sont les ruptures par flexion et rotation qui dominent. Les performances décevantes du remblai rigide, avec $E = 1100 \text{ MPa}$, illustre l'importance de sa rigidité dans un régime de contrainte élevé.

2.6.2.7.4 Limitations des travaux de Hughes (2014)

Il y a cependant plusieurs simplifications importantes dans les simulations numériques de Hughes (2014). Les régimes de contraintes ne sont basés que sur trois profondeurs seulement, soit à 400 m, 800 m et 3000 m. Dans les simulations de Hughes (2014), la profondeur est reflétée par une convergence constante des épontes rocheuses. Cette convergence est nulle pour le régime de contrainte bas, de 5 cm pour le régime moyen et de 15 cm pour le régime élevé. En procédant de la sorte, Hughes (2014) n'a pu évaluer la cohésion nécessaire ni observer les modes de ruptures du pilier en remblai cimenté pour une certaine variation de la profondeur pour un régime de contrainte donné. Il serait plus pertinent d'évaluer l'influence de la profondeur d'un pilier-semelle en remblai cimenté en simulant la convergence des épontes rocheuses par l'entremise des contraintes induites par une excavation. Cette convergence varierait donc en fonction de la profondeur et augmenterait en fonction du coefficient de pression des terres K_r de la masse rocheuse.

L'angle d'inclinaison du chantier étant gardé constant à 80° , il n'est donc pas possible d'analyser l'influence de l'inclinaison dans les mines utilisant les méthodes de minages en « coupe et remblai ». Les simulations numériques de Hughes (2014) ne considère aucune surcharge sur le pilier-semelle. La présence d'un chantier sus-jacent au pilier-semelle refléterait le remblayage du chantier avec un remblai non-cimenté. L'épaisseur du pilier en remblai cimenté est gardée constante et son influence n'est également pas évalué.

Hughes (2014) a assumé que la masse rocheuse obéissait à un comportement linéaire-élastique. La masse rocheuse devrait plutôt obéir à un modèle constitutif élasto-plastique, tel que celui de Hoek et Brown (1980), puisqu'il reflète plus adéquatement le comportement de la roche. De plus, le module de Young de la masse rocheuse K_r ainsi que la valeur de UCS sont gardés constants. En ce qui a trait à la cohésion c et la résistance en traction σ_t du pilier-semelle, leurs valeurs sont constantes et assumées à 35 % et 20 % du UCS respectivement. Hughes (2014) a déduit ces valeurs à partir des propriétés des remblais cimentés faisant partis des cinq mines qui ont servis comme cas d'étude. Cependant, des travaux antérieurs ont démontré que la résistance en traction du remblai cimenté serait approximativement égale à 10 % de la valeur de UCS (Mitchell et Wong 1982; Hughes et al. 2006; Tesarik et al. 2007). Il serait pertinent de faire varier simultanément la cohésion

et la résistance en traction du pilier-semelle, selon la relation de Mohr-Coulomb, et d'observer la variation des déplacements et des contraintes dans le pilier-semelle pour étudier sa stabilité en fonction de la profondeur du chantier. Cependant, le critère de rupture de Mohr-Coulomb, bien que simple à appliquer par l'entremise des modèles numériques, ne représente pas adéquatement le comportement curvilinéaire élastique du remblai, ni la perte de résistance lors de déformation plastique perpétuelle, lorsqu'une charge est appliquée. Les valeurs de module de Young E utilisées pour le remblai cimenté ne sont pas représentatives de cas réels. Ainsi, pour des travaux futurs, le module de Young pour le pilier-semelle devrait être varié entre 800 MPa et 2 GPa.

CHAPITRE 3 ARTICLE 1: AN EMPIRICAL ANALYTICAL SOLUTION FOR ESTIMATING THE ELASTIC STRESSES AROUND TYPICAL MINE STOPES FOR THE MATHEWS-POTVIN STABILITY ANALYSIS

Philippe Pagé, Li Li, Richard Simon and Pengyu Yang

This article was submitted to CIM Journal, Submitted in May 2018.

Abstract: The Mathews-Potvin stability method is used in the Canadian mining industry to analyze the stability of underground openings. It is mostly used to determine the maximum dimensions of stopes as a starting point for further stability analysis. The application of the Mathews-Potvin method is limited by the requirement of numerical modeling to obtain the stress factor (A). A series of numerical simulations have been performed by considering mine stope geometries usually encountered in underground mines. An empirical solution is proposed to describe the induced principal stresses at the roof center and mid-height of the walls. The validity and predictability of the proposed solution have been verified by additional numerical simulations. The stress factor A can then be determined without numerical modeling for typical mine stopes.

Key-words: Mine stopes; Mathews-Potvin; Stresses; Numerical modeling; Analytical solution

3.1 Introduction

Ground stability is a challenging issue frequently faced by rock mechanics engineers. The need in larger and more powerful equipment to reach higher productivity requires larger underground openings. However, the dimensions of underground excavations cannot be infinite. They must respect a certain limit determined by several influencing factors. It is thus a key work to correctly design the underground openings.

The Mathews-Potvin method is a very simple and useful tool to mining engineers. It is commonly used as a starting point to determine the dimensions of stopes or design the required supports (e.g. Mathews et al. 1981; Potvin 1988; Hutchinson and Diederichs 1996; Li and Ouellet 2009). It is also used to estimate the unplanned dilution due to the slough that can take place around the hangingwall and footwall during stope blasting or muck-out of blasted ore (Scoble and Moss 1994; Clark and Pakalnis 1997; Kaiser et al. 1997; Diederichs and Kaiser 1999; Diederichs et al. 2004; Papaioanou and Suorineni 2016). Another application of the Mathews-Potvin method is to estimate the minimum span exposures to ensure the cavability (self-collapse) of ore rock in caving mining methods (Sunwoo et al. 2006).

Over the years, the method of Mathews-Potvin has received several modifications (e.g. Mathews et al. 1981; Potvin et al. 1989; Potvin and Milne 1992; Nickson 1992; Hadjigeorgiou et al. 1995; Stewart and Forsyth 1995; Hutchison and Diederichs 1996; Milne et al. 1996; Clark and Pakalnis 1997; Germain and Hadjigeorgiou 1998; Suorineni 1998; Diederichs and Kaiser 1999; Trueman et al. 2000; Mawdesley et al. 2001; Suorineni 1998, 2012; Suorineni et al. 1999a, 1999b, 2001a, 2001b; Stewart and Trueman 2001; Trueman and Mawdesley 2003; Bewick and Kaiser 2009; Li and Ouellet 2009; Zhang et al. 2011; Papaioanou and Suorineni 2016). An extensive review on the various versions of the method has been reported by Suorineni (2010).

For mine stope design, a critical limitation of the Mathews-Potvin method is the need of numerical modeling to obtain a key parameter, called stress factor A , which is defined as the ratio of the unconfined compressive strength of intact rock to the induced principal stress (σ_1) on the studied walls of the opening. When the geometry of the openings is simple such as circular cross section, analytical solutions are available to obtain an estimation of the stresses around the openings (Kirsch 1898; Hiramatsu 1962; Hiramatsu and Oka, 1968; Li 1997). More sophisticated analytical solutions are equally available for estimating the elastic stresses around tunnels with conventional shapes

frequently seen in civil engineering (Gerçek 1997; Exadaktylos and Stavropoulou 2002). These include the openings whose cross-sections have at least one axis of symmetry, with an arched roof and a base either flat or parabolic. In mining engineering, these opening geometries can be found for shafts, declines, drifts, ore passes, etc., but seldom for stopes. Graphical solutions used to estimate the induced stresses have been elaborated for 2D (plane strain) vertical stopes by Potvin (1988) and Stewart & Forsythe (1995), as well as 3D vertical stopes by Mawdesley et al. (2001) and Vallejos et al. (2017). However, no analytical, numerical or graphical solutions are available to assess the induced stresses for inclined stopes. This limits the application of the Mathews-Potvin method in rock engineering because ore veins are always more or less inclined in field conditions. Numerical modeling must be done to obtain the induced stresses for each specific mining project (Li and Ouellet, 2009). This requires not only the availability of pertaining software and hardware, but also a qualified person to perform the numerical modeling. In this regard, it should be noted that knowing to use “good” or largely-used software is not equivalent to be capable of correctly performing numerical modeling.

Nowadays, the availability in computing resources in terms of both hardware and software is no longer a big issue. Learning and knowing to use a numerical code only needs a training of a couple of hours. However, knowing to correctly make numerical modeling requires a long process of training and experience to understand how to properly construct a numerical model, configure and run the program, interpret the numerical results and understand if the obtained numerical results are reliable (Chapuis et al. 2001; Barbour and Krahn 2004; Cheng et al. 2007; Diederichs et al. 2007; Krahn 2007; Chapuis 2012a, 2012b; Duncan, 2013).

It may be argued that the Mathews-Potvin method is useless for stope analysis because numerical modeling is anyway necessary, and one can directly make the stability analysis or define the maximum dimensions of a stope by numerical modeling. It should be recalled that the method of Mathews-Potvin was empirically based on many case study observations. This method is commonly used as a starting point for the stability analysis of mining projects and its effectiveness has been proven. The numerical model required to determine the stress factor A is very simple by only considering an isolated opening around a homogenous, isotropic and linearly elastic rock mass. The numerical models required for stope stability analysis are however usually much more complex in terms of stopes geometries, mining sequences and materials parameters. Calibrations of the numerical models are usually needed by comparing numerical results and field observations

to find the necessary but unknown parameters. In the preliminary stage of a mining project, few data and field observations are available to allow the calibration of numerical models. Performing sophisticated numerical modeling for stope stability analysis is neither realistic nor necessary.

The Mathews-Potvin method is very useful at the beginning of a mining project, which can provide a quick and preliminary estimation on the dimensions of openings. Once all the starting parameters are obtained, the mine layout, mining and backfilling sequences, and economic analysis can be made. When the economic evaluation is very positive, more extensive investigation can be realized to obtain more geomechanical data. Detailed stability analysis can then be made by considering more representative numerical models. All these indicate that the necessity of numerical modeling with more sophisticated numerical models at the advanced stage of a mining project does not invalid the value of the Mathews-Potvin method. Rather, the Mathews-Potvin method can be more attracting if the induced stresses around typical mine stopes are available in form of analytical, numerical or graphical solutions.

In this paper, the Mathews-Potvin method is first briefly recalled for the sake of completeness. Numerical simulation results are then presented by considering different geometries of typical mine stopes that can be vertical or inclined. Empirical analytical solutions are proposed for the induced principal stresses on stope walls by applying the principle of superposition of linearly elasticity theory through curve fitting technique applied on the numerical results. The predictability of the proposed analytical solutions is verified with additional numerical modeling.

3.2 The Mathews-Potvin method

The Mathews-Potvin method is an empirical method established based on numerous field observations. It considers the stability of an exposed wall through two factors: the hydraulic radius (HR) and the stability number (N'). The former is defined as (Hoek et al. 1998):

$$HR = \frac{\text{Area of an exposed face}}{\text{Perimeter of the exposed face}} \quad (3.1)$$

The stability number (N') of the exposed wall is given by the following equation:

$$N' = Q' * A * B * C \quad (3.2)$$

where Q' is a modified rock tunneling quality index, A is the rock stress factor, B is the joint orientation adjustment factor, and C is the gravity adjustment factor.

The parameter Q' is a modified Rock Tunneling Index (Q) of Barton et al. (1974), expressed as follows:

$$Q' = \frac{RQD}{J_n} * \frac{J_r}{J_a} \quad (3.3)$$

where RQD is the rock quality designation, J_n is the joint set number, J_r is the joint roughness number, J_a is the joint alteration number.

The rock stress factor A is defined as a function of the ratio between the unconfined compressive strength of the intact rock (σ_c) and the induced principal stress (σ_1) on the studied exposed walls of a slope. A graphical presentation of Eq. (4) is shown in Figure 3.1a, which can be expressed as follows (Potvin, 1988):

$$A = \begin{cases} 0.1 & \text{for } \sigma_c / \sigma_1 < 2 \\ 0.1125(\sigma_c / \sigma_1) - 0.125 & \text{for } 10 > \sigma_c / \sigma_1 > 2 \\ 1.0 & \text{for } \sigma_c / \sigma_1 > 10 \end{cases} \quad (3.4)$$

A graphical presentation of Eq. (3.4) is shown in Figure 3.1a.

Factor B considers the influence of joints on the stability of the exposed wall (Hoek et al. 1998). It consists to see the degree of parallelism between the most critical joints and the studied exposed wall, as shown in Figure 3.1b (Hoek et al. 1998).

The gravity factor C consists to see the individual influence of the inclination of the exposed wall and the inclination of the critical joints, as shown in Figure 3.1c (Hoek et al. 1998).

Once the stability number N' and hydraulic radius HR are determined, the stability of the exposed wall can be evaluated using the chart of Mathews-Potvin, as shown in Figure 3.1d.

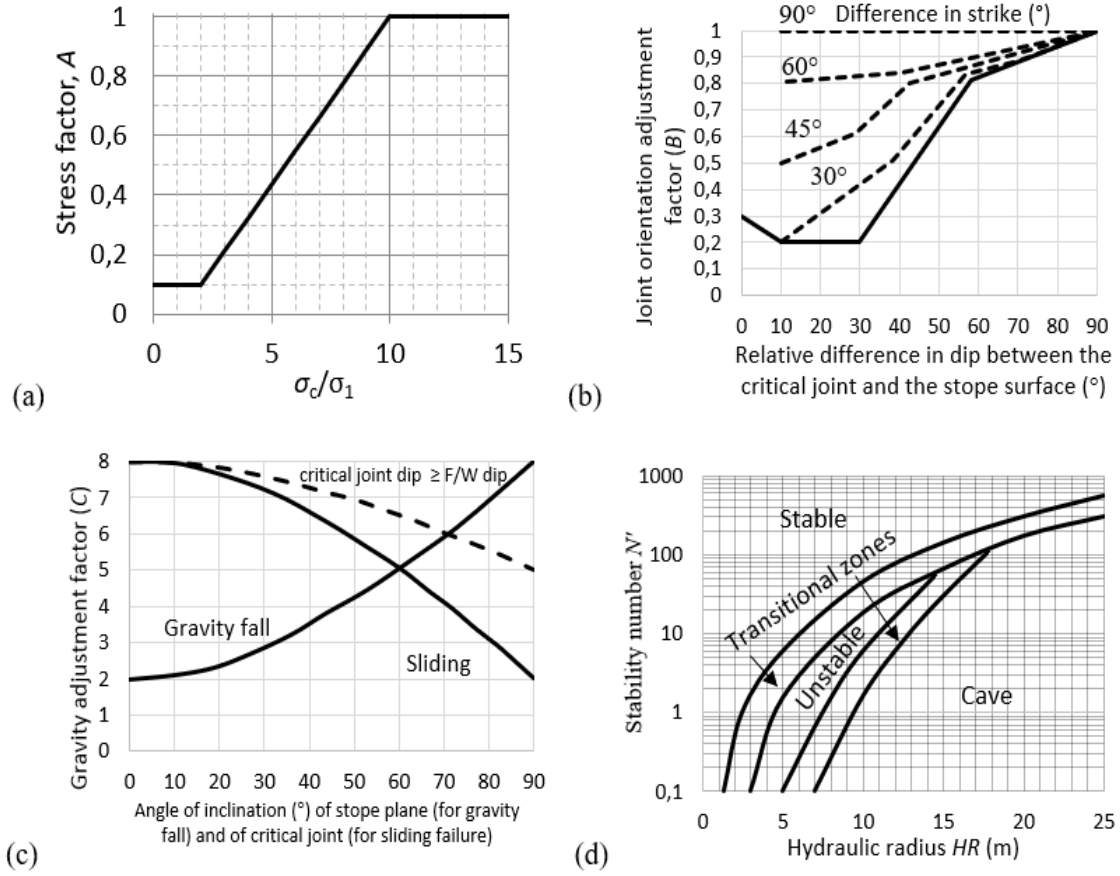


Figure 3.1: Mathews-Potvin method: (a) determination of the rock stress factor, A (after Potvin 1988); (b) determination of the orientation factor, B (after Potvin 1988); (c) determination of the gravity factor, C (after Potvin and Hadjigeorgiou 2001); and (d) standard stability graph (after Suorineni 2010).

From Eq. (3.4), one notes that the rock stress factor A proposed by Mathews et al. (1981) has some limitations when the rock is submitted to a tension stress. In this case, the induced principal stress σ_1 is zero (for 2D model) or non-zero in the third dimension (for 3D model). The value of the factor A can be as high as 1.0 independent of the tensile stress and tensile strength of the rock. Equation (3.4) is not entirely adequate to describe the stability or failure of rock by tension. Subsequently, Li and Ouellet (2009) have proposed two approaches. The first one is to neglect the tensile strength of the rock, so $A = 0.1$ for $\sigma_3 \leq 0$ (where σ_3 is the induced tensile stress around the excavation). The second approach is to compare the tensile stress with the tensile strength of the rock, so that $A = 0.1125 \left| \frac{\sigma_t}{\sigma_3} \right| - 0.125$ (the same form as Eq. (3.4); where σ_t is the tensile

strength of the intact rock). Zhang et al. (2011) adopted a similar approach as the first one of Li and Ouellet (2009) when the rock is submitted to tension. Suorineni (2012) concluded that the stress factor for tension (and other factors) needs to be calibrated. Further discussion on the definition of this factor is beyond the scope of the paper, but it is seen that the determination of this factor depends on the knowledge of the principal stresses induced on the exposed wall.

3.3 Numerical modeling of the elastic stresses around typical stope walls

Figure 3.2 shows a typical mine stope having a horizontal roof wall, a horizontal base wall and two parallel and inclined walls. In the figure, W and H are the width and height of the stope, respectively; β is the inclination angle of the stope walls; σ_v and σ_h on the stress block represent the vertical and horizontal natural in situ stresses, respectively.

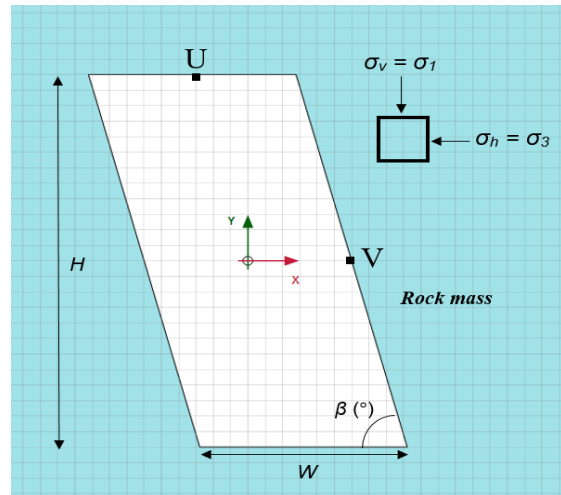


Figure 3.2: Schematic presentation of a typical mine stope.

Plaxis 2D is used to evaluate the stresses around these typical mine stopes. It is a numerical code based on the finite-element method and adapted for rock mechanics and geotechnical engineering (Brinkgreve and Vermeer 1999). The sign convention used by Plaxis 2D considers compression negative (−) and tension positive (+). However, the results presented in this study follow the sign convention commonly used in rock mechanics analysis, where compression is positive (+) and tension is negative (−).

The linearly elastic model of Plaxis 2D was first validated by comparing the simulated stresses against the analytical solutions for a circular opening (Kirsch 1898; Hiramatsu 1962; Hiramatsu

and Oka 1968; Li 1997). An additional validation was made by comparing the stresses obtained with numerical and analytical solutions in the case of an ellipse opening (Brady and Brown 1993). Good agreement is seen in both cases which indicates that the linear elastic model of Plaxis 2D has been validated. More details are given in Pagé (2018).

Table 3.1 presents the program of numerical simulations. Forty-eight stope geometries were considered by combining the stope width (W), height (H) and wall inclination angle (β). Two regimes of natural in situ stresses were considered: Case 1 with $\sigma_v = 30$ MPa and $\sigma_h = 0$; Case 2 with $\sigma_v = 0$ and $\sigma_h = 30$ MPa. It is realized that a horizontal in-situ stress σ_h of 0, for Case 1, and a vertical in-situ stress σ_v of 0, for Case 2, are only theoretical values and do not correspond to actual field conditions. These values were taken only to apply the principle of superposition, later described in Section 3.4. The principal stresses tangential to the exposed faces at Points U and V are calculated (see Figure 3.2).

Table 3.1: Program of numerical simulations conducted to calculate critical tangential stresses around mine stopes

In situ stress	β	$W \times H$ (m)	H/W
Case 1: $\sigma_v = 30$ MPa $\sigma_h = 0$	$90^\circ, 75^\circ, 60^\circ, 45^\circ$	120×12	0.1
		48×12	0.25
		36×12	0.33
		24×12	0.5
		16×12	0.75
		12×12	1
Case 2: $\sigma_v = 0$ $\sigma_h = 30$ MPa		12×24	2
		12×36	3
		12×48	4
		12×72	6
		12×96	8
		12×120	10

Figure 3.3 shows a numerical model constructed with Plaxis 2D. An enlarged view of the stope with refined meshes around the stope before excavation is presented. The natural in situ stresses were first initiated over the whole model. The four out boundaries were then fixed in all directions. The excavation of the stope was finally simulated. For each numerical model with new stope geometry, domain and meshes sensitivity analysis have been done to ensure that the out boundaries

are far enough from the stope and the meshes around the stope are fine enough. A sufficiently large domain is necessary to prevent the border effect while finer meshes around the stope are required to ensure stable numerical results (see more details presented in Pagé 2018).

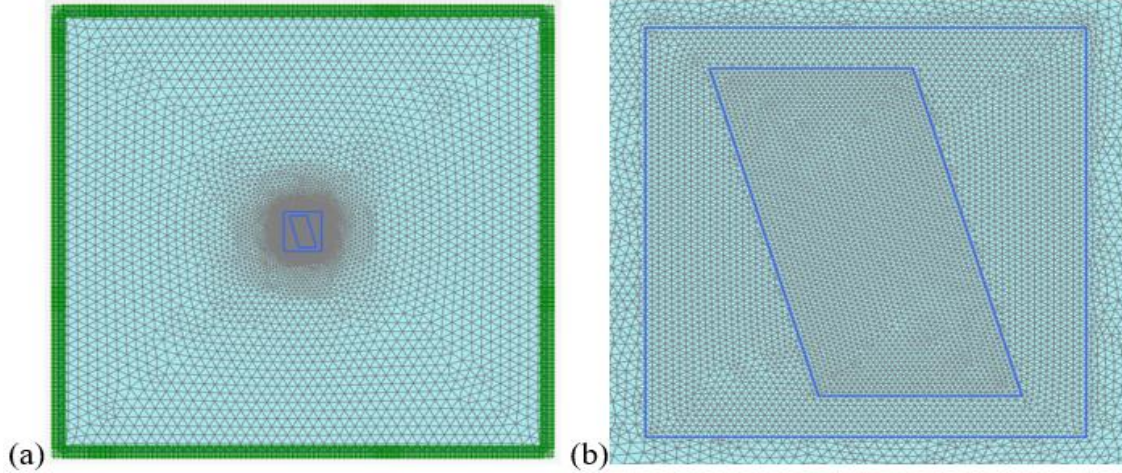


Figure 3.3: (a) A numerical model constructed with Plaxis 2D for a typical mine stope; and (b) an enlarged view of the stope with finer meshes.

Figure 3.4 presents the minor (σ_3 , Figure 3.4a) and major (σ_1 , Figure 3.4b) principal stresses contours around a stope with $H/W = 2$ and $\beta = 75^\circ$, obtained from numerical modeling using a natural in situ stress state of $\sigma_v = 30$ MPa and $\sigma_h = 0$ MPa (with $\sigma_v = -30$ MPa and $\sigma_h = 0$ MPa as inputs of Plaxis 2D). Note that the major and minor in-plane principal stresses in Plaxis 2D are represented by σ_1 and σ_3 respectively while the out-of-plane principal stress is denoted by σ_2 . Figure 3.4a shows that the critical tangential stresses on the roof are under tension (positive in Plaxis 2D), while Figure 3.4b indicates that the critical tangential stresses on the walls undergo compression (negative in Plaxis 2D). The minor principal stress at the roof center is -26.8 MPa (in tension), while the major principal stress at the mid-height of the hanging wall and footwall is 37.4 MPa (in compression). To note that a tensile stress as high as 26.8 MPa is due to the consideration of a linearly elastic model in this study. In practice, such high value is unlikely for rock mass, whose tensile strength is mostly controlled by joints and should be low.

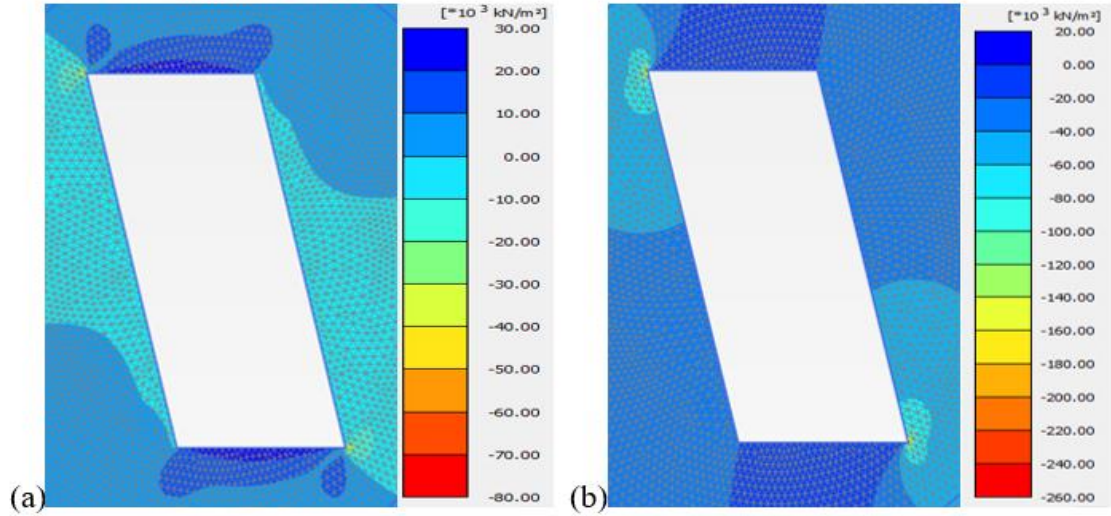


Figure 3.4: Iso-contours of the (a) minor (σ_3) and (b) major (σ_1) principal stresses around a stope with $H/W = 2$ and $\beta = 75^\circ$ by applying a natural in situ stress state of $\sigma_v = 30$ MPa and $\sigma_h = 0$ MPa in Plaxis 2D (with $\sigma_v = -30$ MPa and $\sigma_h = 0$ MPa as inputs of Plaxis 2D).

Figure 3.5 illustrates the major (σ_1 , Figure 3.5a) and minor (σ_3 , Figure 3.5b) principal stresses contours around the stope with $H/W = 2$ and $\beta = 75^\circ$, obtained by numerical modeling with a natural in situ stress state of $\sigma_v = 0$ MPa and $\sigma_h = 30$ MPa (with $\sigma_v = 0$ MPa and $\sigma_h = -30$ MPa as inputs of Plaxis 2D). In this case, the critical tangential stress on the roof is under compression (negative in Plaxis 2D) based on the major principal stress (σ_1 , Figure 3.5a) while the critical tangential stresses on the walls are under tension (positive in Plaxis 2D) based on the minor principal stress (σ_3 , Figure 3.5b). The major principal (compressive) stress at the roof center is 61.1 MPa while the minor principal (tensile) stress at the mid-height of the hanging wall and footwall is -23.6 MPa.

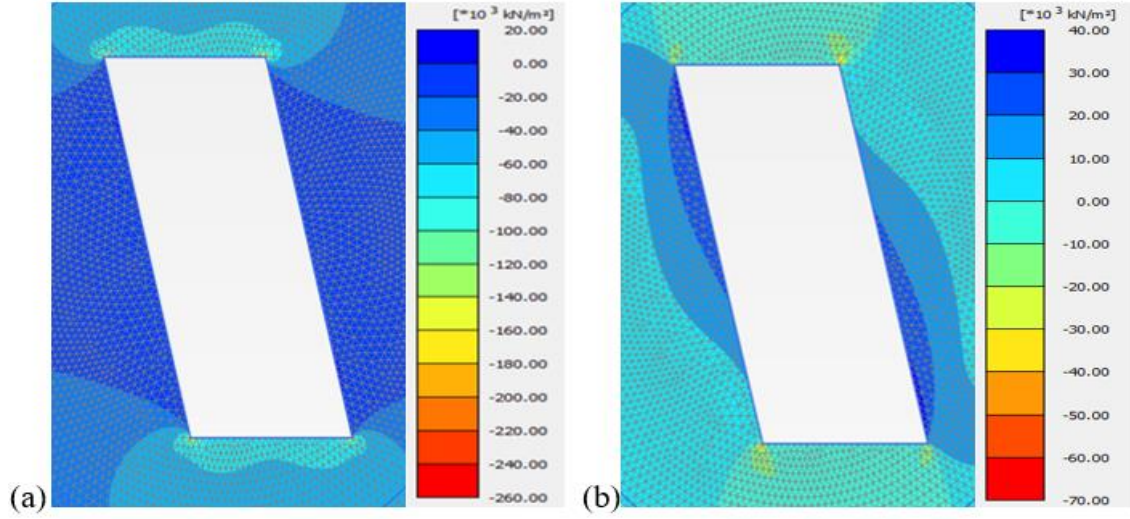


Figure 3.5: Iso-contours of σ_1 (a) and σ_3 (b) principal stresses around the stope with $H/W = 2$ and $\beta = 75^\circ$ by applying a natural in situ stress state of $\sigma_v = 0$ MPa and $\sigma_h = 30$ MPa in Plaxis 2D (with $\sigma_v = 0$ MPa and $\sigma_h = -30$ MPa as inputs of Plaxis 2D).

3.4 Proposed analytical solutions

3.4.1 Formulation

To formulate an analytical solution for evaluating the elastic stresses around mine stopes, one makes use of the principle of superposition valid in elasticity theory for homogenous, isotropic and linearly elastic material. For a given stope geometry, the stresses around the opening are investigated by applying a horizontal natural in situ stress. The induced stresses at the interested point on the stope wall are then normalized by the applied horizontal natural in situ stress. By changing the stope width to height ratio (H/W) and wall inclination angle (β), an equation based on curving fitting can then be established between the studied stresses at the point of interest on the stope wall and the horizontal natural in situ stress, stope width to height ratio and stope wall inclination angle.

The same process is repeated for the vertical natural in situ stress with different stope width to height ratio and stope wall inclination angle. The application of the curve fitting technique leads to another equation, which describes the studied induced stress around the stope opening as a function of the vertical natural in situ stress, stope width to height ratio and stope wall inclination angle.

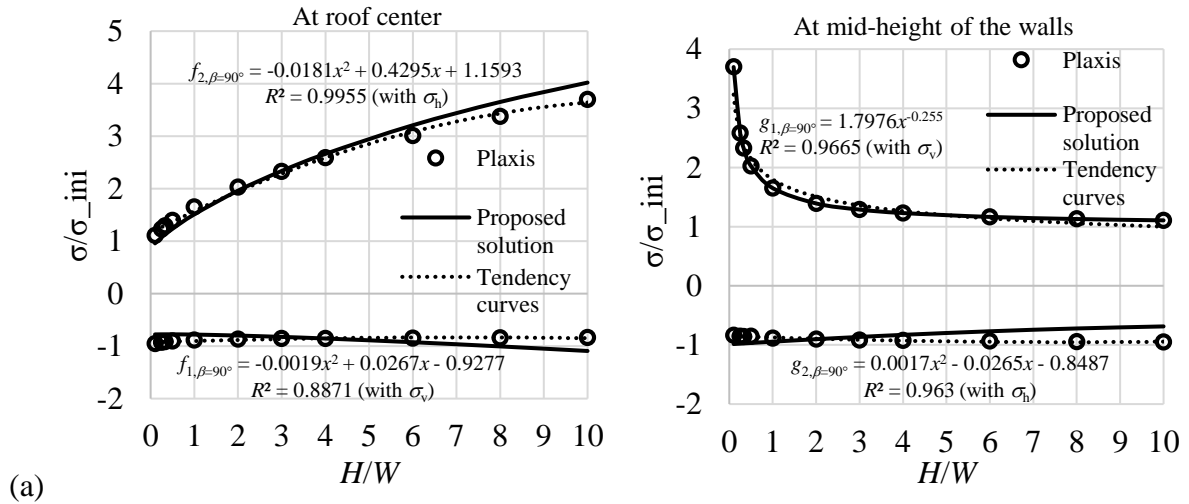
By adding the two equations, one obtains an equation that describes the studied stresses at the interested point on the wall or roof as a function of the horizontal and vertical natural in situ stresses, stope geometry and wall inclination. The procedure can be summarized as follows:

$$\sigma_{roof} = \sigma_v \times f_1\left(\frac{H}{W}, \sin\beta\right) + \sigma_h \times f_2\left(\frac{H}{W}, \sin\beta\right) \quad (3.5)$$

$$\sigma_{wall} = \sigma_v \times g_1\left(\frac{H}{W}, \sin\beta\right) + \sigma_h \times g_2\left(\frac{H}{W}, \sin\beta\right) \quad (3.6)$$

where f_1 and f_2 are the influencing functions on the critical tangential stress at the roof center, associated with the vertical and horizontal natural in situ stresses, respectively; g_1 and g_2 are the influencing functions on the critical tangential stress at the mid-height of the hanging wall and footwall, associated with the vertical and horizontal natural in situ stresses, respectively.

To obtain the four influencing functions f_1, f_2, g_1 and g_2 , a second degree polynomial regression fit (for both f_1 and f_2), and a combination of a power regression fit and a second degree polynomial regression fit (for g_1 and g_2 respectively) were applied on the numerical results of the critical induced stresses at the roof center and at mid-height of the wall as a function of the H/W ratio, separately for $\beta = 90^\circ, 75^\circ, 60^\circ$ and 45° . Figure 3.6 shows the four influencing functions (tendency curves in dotted lines) as a function of H/W for $\beta = 90^\circ$ (Figure 3.6a), 75° (Figure 3.6b), 60° (Figure 3.6c) and 45° (Figure 3.6d), respectively.



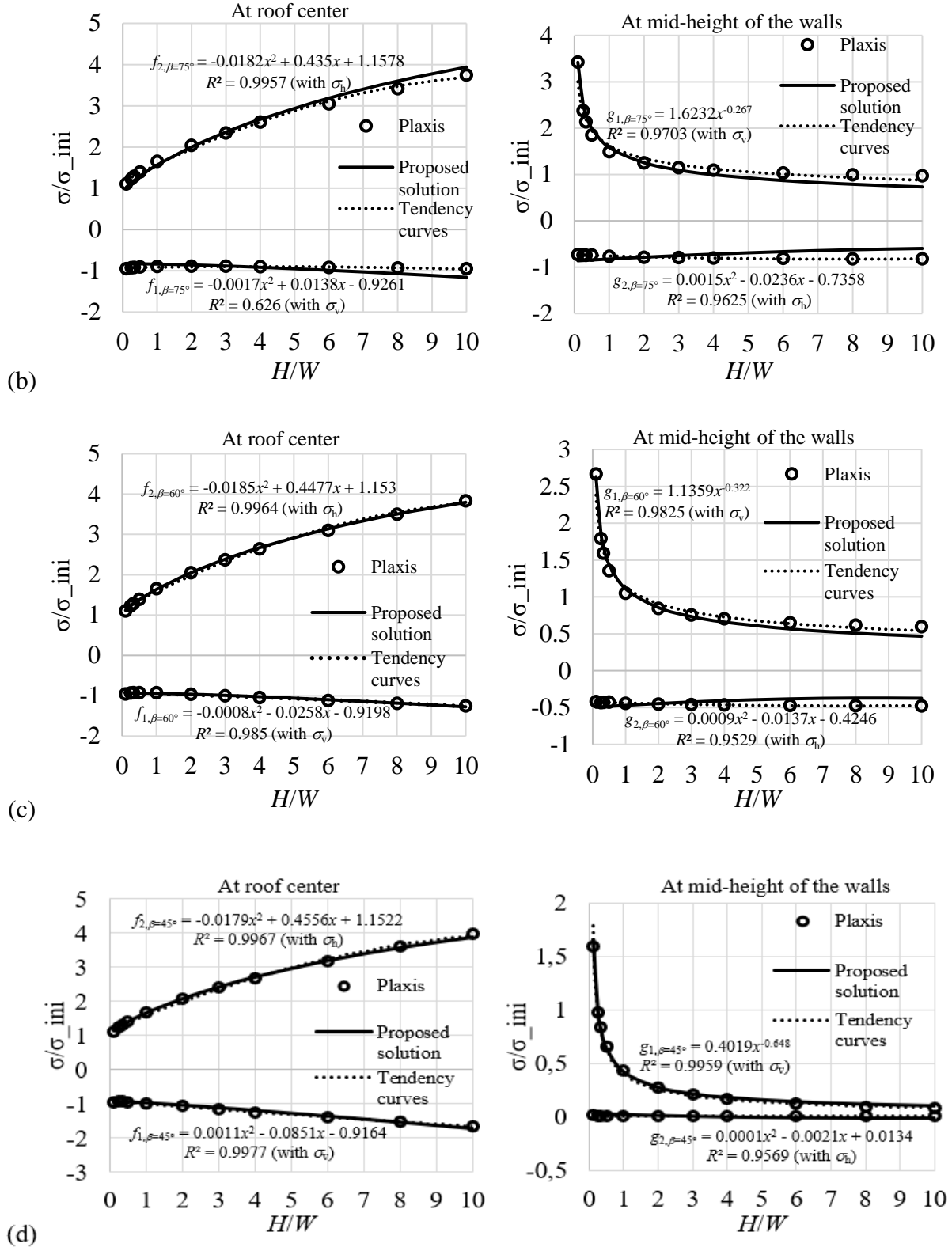


Figure 3.6: Variation of the critical induced tangential stresses at the roof center and at mid-height of the wall, respectively normalized by the applied horizontal (σ_h) and vertical (σ_v) in situ

stresses as a function of the H/W ratio for different stope inclination angles: (a) $\beta = 90^\circ$; (b) $\beta = 75^\circ$; (c) $\beta = 60^\circ$; and (d) $\beta = 45^\circ$.

A second calibration of these four influencing functions by considering the wall inclination angle leads to the following equations. Equations (3.5) to (3.10) constitute the proposed solution for estimating the elastic stresses at the roof center and mid-height of hanging wall and foot wall around typical mine stopes.

$$f_1\left(\frac{H}{W}, \sin\beta\right) = -1.34\left(\frac{H}{W}\right)^{1.01} + (-0.92\sin^2\beta + 1.74\sin\beta + 0.52)\left(\frac{H}{W}\right) + 4.02\sin^2\beta - 6.32\sin\beta + 1.52 \quad (3.7)$$

$$f_2\left(\frac{H}{W}, \sin\beta\right) = -8.9\left(\frac{H}{W}\right)^{1.016} + (1.17\sin^2\beta - 1.9\sin\beta + 10.28)\left(\frac{H}{W}\right) - 4.09\sin^2\beta + 6.43\sin\beta - 1.47 \quad (3.8)$$

$$g_1\left(\frac{H}{W}, \sin\beta\right) = (4.64\sin\beta - 2.9)\left(\frac{H}{W}\right)^{(-3.46\sin^2\beta + 6.83\sin\beta - 3.7)} \quad (3.9)$$

$$g_2\left(\frac{H}{W}, \sin\beta\right) = (0.051\sin^2\beta - 0.094\sin\beta + 0.042)\left(\frac{H}{W}\right)^2 - (0.41\sin^2\beta - 0.89\sin\beta + 0.44)\left(\frac{H}{W}\right) - 3.47\sin\beta + 2.49 \quad (3.10)$$

When the in-situ stress state is $\sigma_v > 0$ (in compression) and $\sigma_h = 0$, the solution predicts tension ($\sigma_{\text{roof}} < 0$) acting on the roof and compression ($\sigma_{\text{wall}} > 0$) on the mid-height of the walls. Reversely, when the in-situ stress state is $\sigma_v = 0$ and $\sigma_h > 0$ (in compression), the solution predicts compression ($\sigma_{\text{roof}} > 0$) on the roof and tension ($\sigma_{\text{wall}} < 0$) on the mid-height of the walls.

Figure 3.6 shows that the critical induced stresses at the roof center and at the mid-height of the hanging wall and foot wall, calculated by the proposed solution (Eqs. 3.5 to 3.10) and represented by the full lines, correspond well to those obtained by the numerical modeling.

3.4.2 Validation

When curve fitting and calibration techniques are applied, it is not a surprise to observe good agreement between the proposed solution and numerical results, as shown in Figure 3.6. To test the validity and predictability of the proposed solution, additional numerical simulations have been done by considering more stope geometries and in situ stress states.

Figure 3.7 shows the variation of the induced tangential stresses, obtained by numerical modeling and predicted by the proposed analytical solution, at the roof center and at mid-height of the walls by considering an isotropic natural in-situ stress state of 30 MPa (compression) and stopes having

wall inclination angle $\beta = 90^\circ, 75^\circ, 60^\circ$ and 45° and H/W ratio varying from 0.1 to 10. The agreement between these two different approaches is excellent.

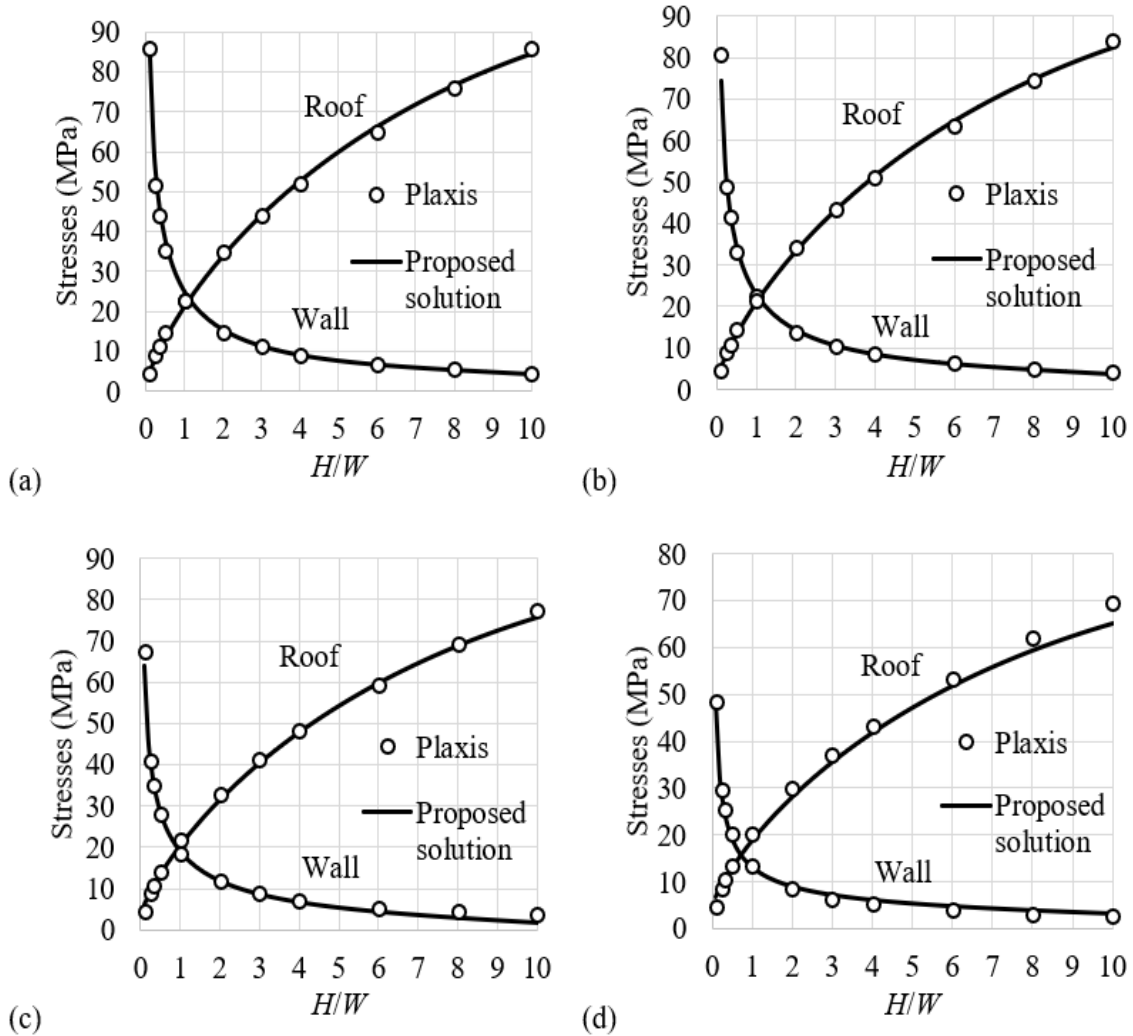


Figure 3.7: Variation of the induced tangential stresses, obtained by numerical modeling with Plaxis 2D and predicted by the proposed analytical solution (Eqs. 3.5 to 3.10) around the stopes as a function of the H/W ratio submitted to an isotropic in-situ stress of 30 MPa (compression) with different stope wall inclination angles (β) of (a) 90° ; (b) 75° ; (c) 60° ; and (d) 45° .

To further validate the proposed analytical solution, additional numerical simulations were conducted by considering anisotropic in situ stresses. Figure 3.8 presents the induced tangential stresses at the roof center and mid-height of the walls as the stope wall inclination angle β varies from 90° to 45° , obtained by numerical modeling and predicted by the proposed analytical solution.

Once again, good agreement is obtained between the numerical and analytical results for the case of $\sigma_v = 25$ MPa (compression), $\sigma_h = 40$ MPa (compression), $H/W = 0.85$ (Figure 3.8a), $\sigma_v = 25$ MPa, $\sigma_h = 40$ MPa, $H/W = 2.5$ (Figure 3.8b), $\sigma_v = 10$ MPa, $\sigma_h = 60$ MPa, $H/W = 0.85$ (Figure 3.8c), $\sigma_v = 10$ MPa, $\sigma_h = 60$ MPa, $H/W = 2.5$ (Figure 3.8d), $\sigma_v = 25$ MPa, $\sigma_h = 40$ MPa, $H/W = 5$ (Figure 3.8e), and $\sigma_v = 30$ MPa, $\sigma_h = 60$ MPa, $H/W = 5$ (Figure 3.8f).

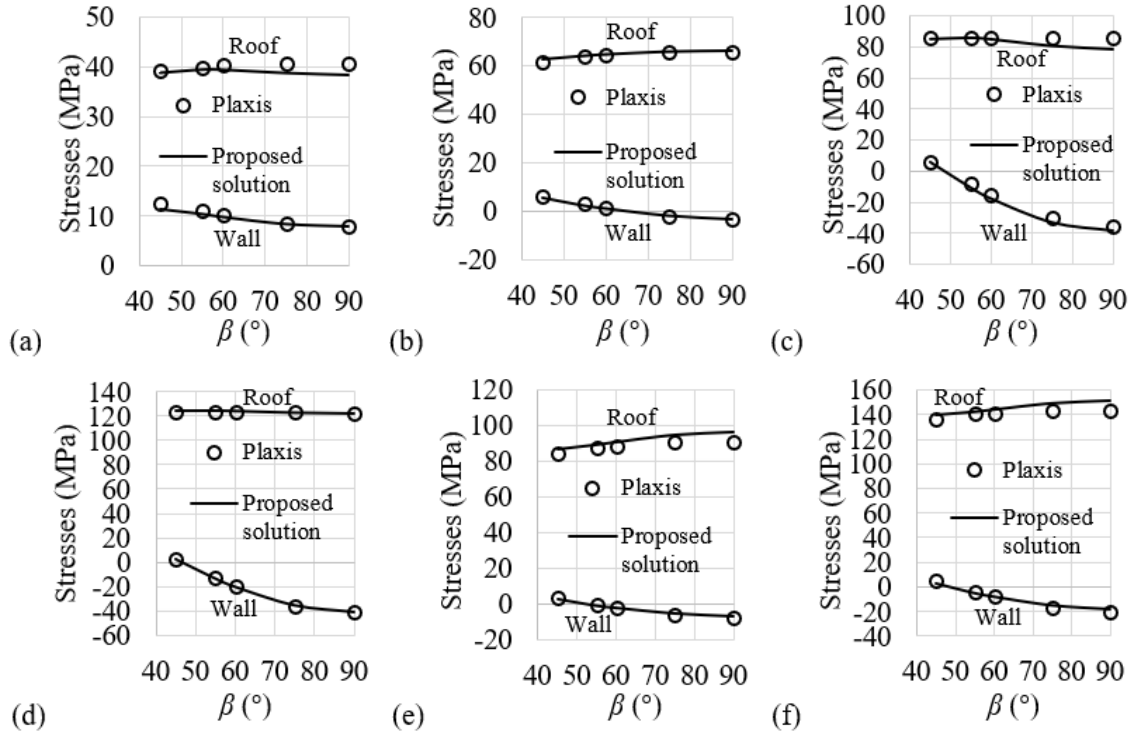


Figure 3.8: Variation of the induced tangential stresses around the stopes opening as a function of the stope wall inclination angle β , obtained by numerical modeling and predicted by the proposed analytical solution by considering: (a) $\sigma_v = 25$ MPa (compression), $\sigma_h = 40$ MPa (compression), $H/W = 0.85$; (b) $\sigma_v = 25$ MPa, $\sigma_h = 40$ MPa, $H/W = 2.5$; (c) $\sigma_v = 10$ MPa, $\sigma_h = 60$ MPa, $H/W = 0.85$; (d) $\sigma_v = 10$ MPa, $\sigma_h = 60$ MPa, $H/W = 2.5$; (e) $\sigma_v = 25$ MPa, $\sigma_h = 40$ MPa, $H/W = 5$; and (f) $\sigma_v = 30$ MPa, $\sigma_h = 60$ MPa, $H/W = 5$.

3.4.3 Discussion

An empirical analytical solution has been proposed by applying curve-fitting against numerical results and the principle of superposition of linearly elasticity theory. The results show that the

proposed empirical analytical solution can be used to evaluate the principal stresses induced at the roof center and mid-height of the wall around typical mine stopes. However, one should keep in mind that the numerical models contain several assumptions.

First, a limitation of the numerical models is associated with the 2D plane strain conditions. The numerical results and the proposed analytical solution are only valid when the stope is very long in one horizontal direction. In an actual mine, this is not always the case. Future work is necessary to consider three-dimensional stope geometries.

The assumption of linearly elastic rock mass may not always hold. At relatively low depths, rock may have a linear elastic behavior due to low stresses and high strength of rock. At larger depth (deep mines), the behavior of rocks and rock masses may change to a nonlinear and non-elastic behavior. Consequently, the validity of the empirical relationships proposed here can be limited to a certain depth. Additional study could be conducted to formulate similar empirical relationships in nonlinear rock mass and even for a jointed rock mass.

Another limitation of the proposed empirical relationships is related to the stope geometry. The considered stopes have parallel hanging wall and footwall and parallel roof and floor. In practice, stopes can have non-parallel walls. More work is needed to propose analytical solution for estimating the stresses around stopes having non-parallel walls.

This study has considered an isolated stope. The model and the proposed solution are sufficient for the application of the Mathews-Potvin method. For other applications (stability analysis, for example), similar study can be conducted by considering several stopes side by side.

Finally, it is very important to point out that the stress factor A defined in the Mathews-Potvin method correspond to the maximum induced principal stresses on the exposed faces. However, as shown in Figures 3.4 and 3.5 above, the maximum compressive stresses are close to the four corners rather than at the roof center. According to the authors, an accurate estimation of the maximum principal compressive stress at stope corners is difficult and unnecessary due to stress concentration. It is then deemed that the critical places in terms of compression should be at the center, not the stope corners. For tension, Figure 3.5b shows that the largest tensile stresses are located near (but somehow distant from) the stope corners, which correspond to the critical places (rather than the roof or wall center). In this study, the maximum tensile stress is not considered as its locations vary when the stope geometry or natural in situ stresses change. This renders the

formulation very difficult. More work is needed on this aspect. Nonetheless, considering the empiricism feature of the Mathews-Potvin method and the still limited considerations of the tensile stresses in applying the method, the proposed solutions can provide useful estimation of stresses for application of the Mathews-Potvin method.

3.5 Conclusions

The method of Mathews-Potvin is commonly used in Canada and elsewhere to determine the stope's dimensions and estimate the unplanned dilution. The necessity of numerical modeling to obtain the induced stresses around typical mine stopes has been overcome here by proposing an empirical solution, based on the superposition of linearly elasticity theory and the curve fitting to numerical results. This solution can be used to estimate the principal stresses induced at the roof center and mid-height of the stope walls. The proposed solution has been validated by additional numerical simulations. The empirical expressions are applicable for values of H/W ranging from 0.1 to 10 and β ranging from 45° to 90° .

Acknowledgments

The authors acknowledge the financial support from Natural Sciences and Engineering Research Council of Canada (NSERC 402318), Fonds de recherche du Québec - Nature et Technologies (FRQNT 2015-MI-191676) and the partners of the Research Institute on Mines and Environment (RIME UQAT-Polytechnique).

References

- Barbour, S. L., & Krahn, J. (2004). Numerical modelling—Prediction or process. *Geotechnical News*, 22(4), 44-52.
- Barton, N., Lien, R., & Lunde, J. (1974). Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock mechanics*, 6(4), 189-236.
- Bewick, R., & Kaiser, P. (2009). *Numerical assessment of factor B in Mathews' method for open stope design*. Communication présentée à Proceedings of the 3rd CANUS Rock Mechanics Symposium, Toronto, ON, Canada (vol. 1113).
- Brady, B. H., & Brown, E. T. (2013). *Rock mechanics: for underground mining*: Springer Science & Business Media.
- Brinkgreve, R., & Vermeer, P. (1998). Plaxis finite element code for soil and rock analysis-Version

7. *Plaxis BV, The Netherlands.*

- Chapuis, R. P. (2012a). Influence of element size in numerical studies of seepage: unsaturated zones, steady-state. *Geotechnical news*, 30(3), 30.
- Chapuis, R. P. (2012b). Influence of element size in numerical studies of seepage: unsaturated zones, steady-state. *Geotechnical news*, 30(3), 30.
- Chapuis, R. P., Chenaf, D., Bussière, B., Aubertin, M., & Crespo, R. (2001). A user's approach to assess numerical codes for saturated and unsaturated seepage conditions. *Canadian Geotechnical Journal*, 38(5), 1113-1126.
- Cheng, Y., Lansivaara, T., & Wei, W. (2007). Two-dimensional slope stability analysis by limit equilibrium and strength reduction methods. *Computers and Geotechnics*, 34(3), 137-150.
- Clark, L. M., & Pakalnis, R. C. (1997). *An empirical approach for estimating unplanned dilution from open stope hangingwalls and footwalls*. Communication présentée à Proceedings of 99th Annual General Meeting, CIM, Vancouver, B.C, Canada, 1997.
- Diederichs, M., & Kaiser, P. (1999). Tensile strength and abutment relaxation as failure control mechanisms in underground excavations. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 36(1), 69-96.
- Diederichs, M., Kaiser, P., & Eberhardt, E. (2004). Damage initiation and propagation in hard rock during tunnelling and the influence of near-face stress rotation. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 41(5), 785-812.
- Diederichs, M., Lato, M., Hammah, R., & Quinn, P. (2007). *Shear strength reduction (SSR) approach for slope stability analyses*. Communication présentée à Proceedings of the 1st Canada-US rock mechanics symposium, Vancouver, Canada (p. 319-327).
- Duncan, J. M. (2013). *Slope stability then and now*. Communication présentée à Geo-Congress 2013: Stability and Performance of Slopes and Embankments III, ACSE, Reston, USA (p. 2184-2203).
- Exadaktylos, G., & Stavropoulou, M. (2002). A closed-form elastic solution for stresses and displacements around tunnels. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 39(7), 905-916.
- Gerçek, H. (1997). An elastic solution for stresses around tunnels with conventional shapes. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 34(3-4), 96. e91-96. e14.
- Germain, P., & Hadjigeorgiou, J. (1998). *Influence of stope geometry on mining performance*.

- Communication présentée à 100th Annual General Meeting, Canadian Institute of Mining, Metallurgy and Petroleum, Vancouver, Canada (CD-ROM).
- Hadjigeorgiou, J., Leclair, J., and Potvin, Y. (1995). *An update of the stability graph method for open stope design*. Communication présentée à CIM Rock Mechanics and Strata Control session, Halifax, Nova Scotia, (p.14-18).
- Hiramatsu, Y. (1962). Stress around a shaft or level excavated in ground with a three-dimensional stress state. *Memoirs of the Faculty of Engineering, Kyoto University*, 24(1), 56-76.
- Hiramatsu Y, Oka Y. (1968). Determination of the stress in rock unaffected by boreholes or drifts, from measured strains or deformations. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 5, 337-353.
- Hoek, E., Kaiser, P. K., & Bawden, W. F. (1998). *Support of underground excavations in hard rock*: CRC Press.
- Hutchinson, D. J., & Diederichs, M. S. (1996). *Cablebolting in underground mines*: BiTech Publishers.
- Kaiser, P., Falmagne, V., Suorineni, F., Diederichs, M., & Tannant, D. (1997). *Incorporation of rock mass relaxation and degradation into empirical stope design*. Communication présentée à 99th CIM Annual General Meeting, CIM, Vancouver, Canada (p. 15).
- Kirsch, G. (1898). Die Theorie der Elastizität und die Bedürfnisse der Festigkeitslehre. *Zeit. Ver. Deut. Ing. d.*, 42, 797-807.
- Krahn, J., 2007. *Limit equilibrium, strength summation and strength reduction methods for assessing stability*. Communication présentée à Proceedings of 1st Canada-U.S. Rock Mechanics Symposium, Vancouver, B.C., Canada (p. 28–30).
- Li, L. (1997). *Étude expérimentale du comportement hydromécanique d'une fracture*. (Thèse de doctorat, Université Paris 7, Paris, France).
- Li, L., and Ouellet, S. (2009). Analyse préliminaire pour le dimensionnement des travaux souterrains. Projet Bracemac-McLeod, Rapport soumis à Xstata Zinc.
- Mathews, K., Hoek, E., Wyllie, D., & Stewart, S. (1981). Prediction of stable excavation spans at depths below 1000m in hard rock mines. *CANMET Report, DSS Serial No. OSQ80-00081*.
- Mawdesley, C., Trueman, R., & Whiten, W. (2001). Extending the Mathews stability graph for open-stope design. *Mining Technology*, 110(1), 27-39.

- Milne, D., Pakalnis, R., & Felderer, M. (1996). *Surface geometry assessment for open stope design*. Communication présentée à Rock Mechanics: Proc. Of the 2nd North American Rock Mechanics Symposium, Kingston, Ontario (p. 315-322).
- Nickson, S.D. (1992). *Cable support guidelines for underground hard rock mine operations*. (Thèse de doctorat, University of British Columbia, Vancouver, Canada).
- Ouattara, D. (2017). *Étude expérimentale des propriétés rhéologiques et mécaniques des remblais miniers en pâte cimentés incorporant des superplastifiants*. (Thèse de doctorat, Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue, Rouyn-Noranda, Canada).
- Ouellet, J., Hassani, F., & Zhu, Z. (2004). *Paste backfill behaviour in a bulk mine in situ stress measurement and monitoring*. Communication présentée à Proceedings of the 8th International Symposium on Mining with Backfill: Minefill, Beijing, China (p. 273-280).
- Ouellet, J., & Servant, S. (2000). In-situ mechanical characterization of a paste backfill with a self-boring pressuremeter. *CIM bulletin*, 93(1042), 110-115.
- Pagé, P. (2018). *Évaluation numérique de la stabilité des chantiers: Contraintes élastiques autour des chantiers et résistance nécessaire des semelles en remblai cimenté*. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Montréal, Canada).
- Papaioanou, A., & Suorineni, F. (2016). Development of a generalised dilution-based stability graph for open stope design. *Mining Technology*, 125(2), 121-128.
- Potvin, Y. (1988). *Empirical open stope design in Canada*. (Thèse de doctorat, University of British Columbia, Vancouver, Canada).
- Potvin, Y., Hudyma, M., & Miller, H. D. S. (1989). Design guidelines for open stope support. *CIM Bulletin*, 82(926), 53-62.
- Potvin, Y. & Milne, D. (1992). *Empirical cable bolt support design*. Balkema, Rotterdam.
- Scoble, M., & Moss, A. (1994). Dilution in underground bulk mining: implications for production management. *Geological Society, London, Special Publications*, 79(1), 95-108.
- Stewart, S., & Forsyth, W. (1995). The Mathew's method for open stope design. *CIM bulletin*, 88(992), 45-53.
- Sunwoo, C., Jung, Y.-B., & Karanam, U. R. (2006). Stability assessment in wide underground mine openings by Mathews' stability graph method. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 21(3), 246.

- Suorineni, F.T. (1998). *Effects of faults and stress on open stope design*. (Thèse de doctorat, University of Waterloo, Waterloo, Canada).
- Suorineni, F., Henning, J., & Kaiser, P. (2001). *Narrow-vein mining experiences at Ashanti: case study*. Communication présentée à Proc. Int. Symp. on 'Mining techniques of narrow-vein deposits', Val'dor, Québec, Canada (p. 57-62).
- Suorineni, F., Kaiser, P., & Tannant, D. (2001). Likelihood statistic for interpretation of the stability graph for open stope design. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 38(5), 735-744.
- Suorineni, F., Tannant, D., & Kaiser, P. (1999). Determination of fault-related sloughage in open stopes. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 36(7), 891-906.
- Suorineni, F.T., Tannant, D.D., & Kaiser, P.K. (1999). Fault factor for the stability graph method of open-stope design. *Trans. Institut. Min. Metallurg. (Sect. A: Mining Indust.)* 108, A92–A104.
- Suorineni, F., Tannant, D., Kaiser, P., & Dusseault, M. (2001). Incorporation of a fault factor into the stability graph method: Kidd mine case studies. *Mineral resources engineering*, 10(01), 3-37.
- Suorineni, F. T. (2010). The stability graph after three decades in use: experiences and the way forward. *International Journal of Mining, Reclamation and Environment*, 24(4), 307-339.
- Suorineni, F. T. (2012). A critical review of the stability graph method for open stope design. *MassMin 2012*, 10-14.
- Trueman, R., & Mawdesley, C. (2003). Predicting cave initiation and propagation. *CIM bulletin*, 96(1071), 54-59.
- Trueman, R., Mikula, P., Mawdesley, C., & Harries, N. (2000). Experience in Australia with the application of the Mathews' method for open stope design. *CIM bulletin*, 93(1036), 162-167.
- Vallejos, J. A., Delonca, A., & Perez, E. (2017). Three-dimensional effect of stresses in open stope mine design. *International Journal of Mining, Reclamation and Environment*, 1-20.
- Zhang, Y., Hughes, R., & Mitri, H. (2011). *Modified stability graph method with a new rock stress factor*. Communication présentée à 45th US Rock Mechanics/Geomechanics Symposium, San Francisco, California (p. 470-476).

CHAPITRE 4 ARTICLE 2: NUMERICAL INVESTIGATION OF THE STABILITY OF A SILL MAT EXPOSED AT THE BASE

Philippe Pagé, Li Li, Richard Simon, and Pengyu Yang

This article was submitted to International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences,
Submitted in May 2018.

Abstract: Sill mats are important supporting structures commonly applied in underground mines for better recovery. They are used to help recover sill pillars in open stoping or to provide a safer workplace in underhand cut-and-fill mining. To fulfil these functions, the sill mat is typically cast with cemented backfill that mainly consists of mine tailings and binders. To ensure economic and safe mining, a critical issue is to estimate the required strength of the base-exposed cemented sill mat following underneath ore extraction. So far, a few analytical solutions have been proposed for this purpose by treating the sill mat as an isolated bending beam with two fixed ends. However, previous numerical analyses have indicated that the response of the sill mat can be significantly influenced by the rock wall closures due to underneath extraction. This aspect is ignored by the existing analytical models. In this paper, numerical models have been used to evaluate the stability of cemented sill mats upon the underneath excavation. The influence of the closure of rock walls associated with the underneath ore extraction on the stability and the minimum required strength of sill mats is analyzed. The simulation results indicate that the apparent failure mechanism of the sill mat is caving or rotation, while its actual governing failure mechanism is crushing or shearing. Accordingly, the required strength of the sill mats increases as the variation of studied influencing factors tends to increase the horizontal stresses in the sill mats, including the increase in mine depth, rock pressure coefficients and sill mat stiffness. In contrary, the increase in the span or thickness of sill mat and rock mass stiffness tends to decrease the horizontal stresses in the sill mat, thereby leading to a reduction in the required strength of the sill mats. It is also concluded that the stress increase does not always mean an improvement or deterioration of the stability of the sill mats.

Key-words: Sill mat; Cemented backfill; Minimum required strength; Numerical modeling; Stability

4.1 Introduction

Stope backfilling has been widely applied in underground mines worldwide. This practice can not only help reduce the environmental impact of mining operations, but also serves to improve ground stability, provide a safer workspace, reduce ore dilution, and help control the airflow (Hassani and Archibald 1998; Aubertin et al. 2002; Darling 2011). A sill mat made of cemented backfill is commonly used to recover sill pillars in open stoping methods or to provide a safer workplace in underhand cut-and-fill mining method (Hustrulid and Bullock 2001; Donovan et al. 2007; Tesarik et al. 2007; Darling 2011). A critical issue is to correctly estimate the minimum required strength of cemented backfill used to construct the sill mat to ensure the stability of the sill mat upon base exposure due to subsequent undercutting.

By combining limit equilibrium analyses and centrifuge model tests, Mitchell (1991) proposed a series of analytical solutions to evaluate the stability of an unreinforced sill mat based on four types of failure mechanisms: sliding, rotation, flexure and caving. For sliding failure, Oulbacha (2014) has shown good correlations between numerical results and the Mitchell solution. For rotational failure, numerical simulations performed by Caceres (2005) and Oulbacha (2014) have shown that the Mitchell solution tends to underestimate the sill mat strength. When the stope walls are not inclined enough from the vertical, Oulbacha (2014) has shown that the upper contact corner between the sill mat and the hanging wall has to be sheared before the occurrence of rotation failure. For flexural failure, Oulbacha (2014) has shown that the Mitchell solution is valid for stopes inclined within 20° from the vertical. Through numerical modeling with extremely high sill mat cohesion ($c = 60$ MPa), Caceres et al. (2017) further indicated that the Mitchell solution can be valid only if sill mats have very large span to thickness ratios (i.e., > 6.7). As for caving failure, Oulbacha (2014) has demonstrated that the Mitchell solution largely overestimates the stability of the sill mat in the case of large cohesion and slightly underestimates the stability of the sill mat in the case of low cohesion.

Over the years, the Mitchell (1991) solutions for the design of sill mats have recognized less applications compared to their very successful Mitchell et al. (1982) solution for designing the side-exposed backfill, due probably to several over-simplified assumptions associated with the former. For instance, the sill mat is assumed as an isolated bending beam with two fixed ends. The effect of underlying excavation on the sill mat is thus not considered. Numerical models conducted

by Sobhi and Li (2017) have shown that the stress state within the sill mat and overlying backfill can be significantly altered by the wall closure induced by the underlying excavation. Centrifuge tests performed by Dirige and De Souza (2007) also indicated that excavation width, wall roughness and wall closure influence the stability of sill pillars. It is thus important to take into account the effect of wall closure on the stability of sill mats. However, the closure of stope walls depends on several factors, such as the mechanical properties of sill mats and rock mass, geometry of stope and sill mats, in-situ stresses, etc. It would be too time-consuming and expensive to evaluate the influence of these factors through physical model tests.

Numerical modeling has been proven to be a useful and cost-effective tool to treat diverse complicated problems in geotechnical/mining engineering. For example, Brummer et al. (2003) made use of FLAC 3D to estimate the required strength of sill mats as a function of the stope span for different stope inclinations. Mine depth and wall closure were not considered. Caceres (2005) investigated the stability of cemented rockfill sill mat with FLAC 2D. Design curves were developed by considering zero wall convergence and uniform vertical stresses along the top span of the stope. Hughes (2014) has numerically derived nine distinct design curves to represent the minimum required UCS (unconfined compressive strength) for a given span width by considering a factor of safety (FS) of one. The convergences of rock walls of 0, 5 and 15 mm, respectively corresponding to mine depths of 400, 800 and 3000 m, were considered. The convergence associated with the in-situ stresses and several influencing factors has been neglected.

To better understand the stability and the required strength of base-exposed sill mat (overlain by an uncemented backfill) submitted to diverse conditions, a series of numerical simulations have been done with Plaxis 2D (Brinkgreve and Vermeer 1999). In this paper, a part of the numerical results is presented. The influences of the mine depth, stope and sill mat geometries, and mechanical properties of the sill mat and rock mass on the required cohesion of the cemented sill mat are analysed and discussed.

4.2 Numerical model

4.2.1 Model configuration

The schematic model of a sill mat with an overlying uncemented backfill and an underneath excavation is illustrated in Figure 4.1. On the figure, W (m) is the width of the stope or span of the

sill mat, H (m) is the height of the overlying backfill, e (m) is the thickness of the sill mat, and β ($^\circ$) is the inclination angle (to the horizontal) of the stope walls. A void space is left on top of the uncemented backfill to simulate the case of poor contact between the backfill and stope roof.

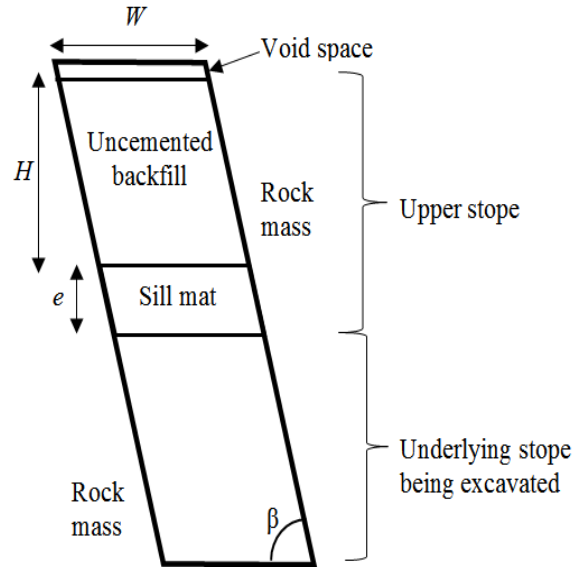


Figure 4.1: Schematic view of an undercut below the sill mat overlain by an overlying uncemented backfill.

The finite element code Plaxis 2D (Brinkgreve and Vermeer 1999) is used to assess the stability of the sill mat upon excavation underneath. The code validation and sensitivity analyses for determining the optimal mesh and domain are presented in Pagé (2018). Figure 4.2 shows numerical models of a vertical (Figure 4.2a) and an inclined (Figure 4.2b) stope – sill mat system built with Plaxis 2D before the excavation of the underlying stope. Only half of the model is simulated by considering the plane of symmetry ($x = 0$) for vertical stopes ($\beta = 90^\circ$) while full model is simulated in the case of inclined stopes ($\beta < 90^\circ$). For both cases, the top boundary is free to simulate the ground surface, while only vertical displacement is allowed along the two side outer boundaries. The lower outer boundary is fixed in all directions. Again, a void space of 0.5 m has been left on the top of the overlying backfill to simulate the imperfect contact between the backfill and the top of the stope. In some cases, and depending on the mining method, a void space with a height of drift (3 to 5 m high) can be necessary to allow the passage of vehicles and workers. The

backfill and sill mat are modeled as elasto-plastic Mohr-Coulomb materials while the rock mass obeys the generalized Hoek-Brown criterion (2002).

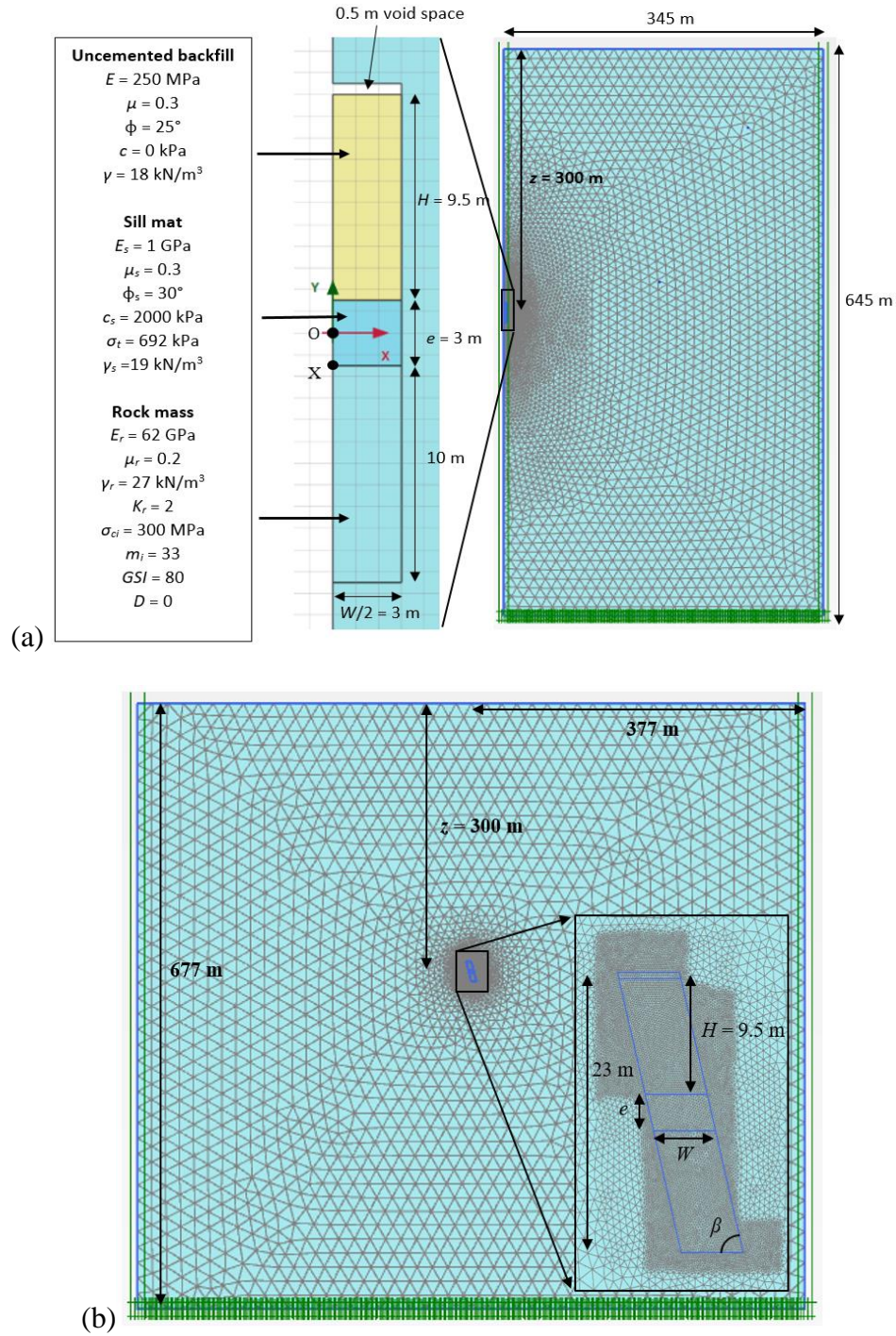


Figure. 4.2. Numerical models of (a) a vertical and (b) an inclined slope - sill mat system built with Plaxis 2D.

The vertical stope along with the geometry and material property parameters shown in Figure 4.2a is taken as the reference (base) case. The sill mat has a width $W = 6$ m, a thickness $e = 3$ m, a Young's modulus $E_s = 1$ GPa, a Poisson's ratio $\mu_s = 0.3$, a unit weight $\gamma_s = 19$ kN/m³, a cohesion $c_s = 2000$ kPa, a friction angle $\phi_s = 30^\circ$, and a dilation angle of $\psi_s = 0^\circ$. Published works on laboratory tests have shown that the tensile strength of cemented fill is typically around 1/10 of the UCS (Mitchell and Wong 1982; Koupouli et al. 2016). The following expression is then used to estimate the tensile strength σ_t of sill mat from the cohesion c_s , based on the Mohr-Coulomb criterion:

$$\sigma_t = \frac{c_s}{5} \tan(45^\circ + \phi_s/2) \quad (4.1)$$

With $c_s = 2000$ kPa and $\phi_s = 30^\circ$, Eq. (4.1) gives a tensile strength of $\sigma_t = 692$ kPa in the reference case. The overlying backfill has a height $H = 9.5$ m, a Young's modulus $E = 250$ MPa, a Poisson's ratio $\mu = 0.3$, a unit weight $\gamma = 18$ kN/m³, a friction angle $\phi = 25^\circ$, and a dilation angle $\psi = 0^\circ$.

For the surrounding rock mass, one takes a Young's modulus E_r of 62 GPa, a Poisson's ratio μ_r of 0.2, a unit weight γ_r of 27 kN/m³, a geological strength index GSI of 80, and a damage index D of 0 (without disturbance). The Hoek-Brown parameters for the intact rock are $\sigma_{ci} = 300$ MPa (uniaxial compressive strength) and $m_i = 33$ ($s = 1$ implicitly).

The mine depth is measured as $z = 300$ m between the ground surface and mid-height of the sill mat. A typical stress regime of the Canadian Shield is applied to the rock mass with the lateral earth pressure coefficient $K_r = 2$ (Herget 1988). The horizontal natural stress is then twice the vertical in-situ stress that is equal to the vertical stress based on the overburden solution. Figure 4.3 illustrates the sequence of excavation and backfilling in Plaxis 2D simulations for vertical stopes (Figure 4.3a); the same sequence has been adopted for inclined stopes (Figure 4.3b). The first step is to establish an initial stress state within the rock mass. The second step is to excavate the upper stope. The induced displacements in the rock mass are reset to zero to simulate the release of the elastic and plastic deformations on the surrounding rock. A sill mat made of cemented backfill is then constructed, followed by adding a single layer of cohesionless backfill above the sill mat. The last step is to remove the underlying stope below the sill mat.

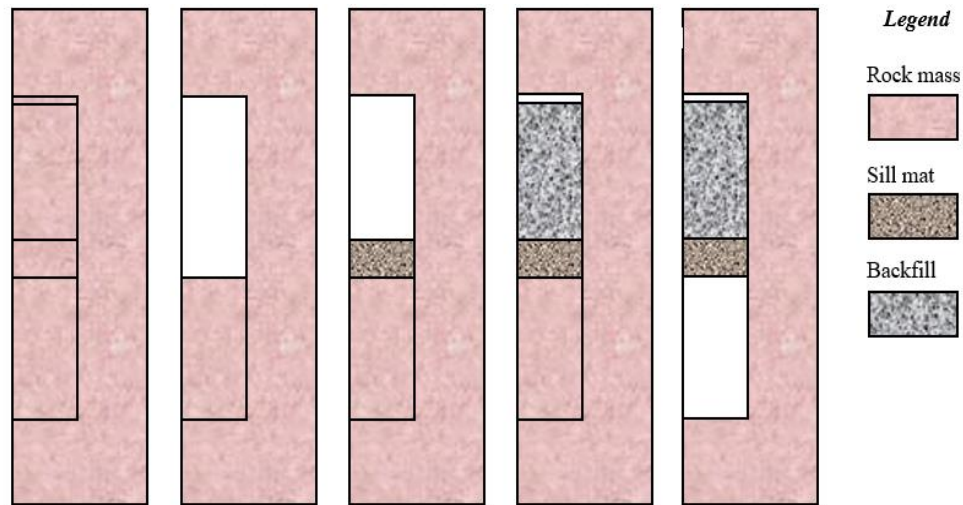


Figure 4.3. The sequence of excavation and backfilling for the numerical simulations conducted with Plaxis 2D.

Table 4.1 summarizes the characteristics of all simulation cases performed in this investigation.

Table 4.1: Characteristics of the different simulations cases (with $E = 250$ MPa, $\mu = 0.3$, $\phi = 25^\circ$, $c = 0$ kPa and $\gamma = 18$ kN/m³ for the uncemented backfill, $\gamma_s = 19$ kN/m³, $\mu_s = 0.3$ and $\phi_s = 30^\circ$ for the cemented sill mat, $\gamma_r = 27$ kN/m³, $\mu_r = 0.2$, $m_i = 33$, $GSI = 80$ and $D = 0$ for the rock mass).

Case	Figures	Stope geometry		Sill mat		Rock mass			Backfill
		β ($^\circ$)	W (m)	e (m)	E_s (GPa)	E_r (GPa)	K_r	σ_{ci} (MPa)	H (m)
0	4 to 6	90	6	3	1	62	2	300	9.5
1	7 to 9	VAR	6	3	1	62	2	300	9.5
2	10 to 12	90	VAR	3	1	62	2	300	9.5
3	13a	90	6	VAR	1	62	2	300	9.5
4	13b	90	6	3	VAR	62	2	300	9.5
5	14a	90	6	3	1	VAR	2	300	9.5

6	14b	90	6	3	1	62	VAR	300	9.5
7	14c, 15	90	6	3	1	62	2	VAR	9.5
8	16	90	6	3	1	62	2	300	VAR

4.2.2 Instability indicator of the sill mat

To determine the minimum (i.e., $FS = 1$) required strength of a sill mat, a series of numerical simulations are done by reducing its cohesion c_s to a sufficiently low value so that the failure/instability of the sill mat can be observed. Until now, most numerical analyses evaluated the instability of a structure through the examination of yield state (e.g., Brummer et al. 2003; Caceres 2005; Hughes 2014; Liu et al. 2016a; Caceres et al. 2017; Sobhi et al. 2017). When a massive material yielding occurs at critical places, one can pronounce with high degree of confidence that the structure becomes unstable. In many cases, one may observe minor material yielding at punctual and local places. It may be concluded that the structure becomes unstable and would fail due to possible development or propagation of yielding around the yield portions. Conversely, it may also be concluded that the structure remains stable as the yielding is only minor and local. The residual strength plays a role of stabilisation and the punctual and local yielded material does not affect the global stability of the structure. This concept has generally been accepted in slope stability analyses (Yan et al. 2008; Su and Li 2009). These indicates that the evaluation of the stability of a structure based on yielding can sometimes be subjective.

Dirige and De Souza (2007) have shown that the displacement can sometimes provide useful information on the state of the backfill even though they did not evaluate the critical (minimum required) strength of sill-mat. Recently, Yang et al. (2017a, 2017b) and Liu et al. (2018) have shown that the subjectivity in assessing the stability or instability of structures (barricade and side-exposed backfill) can be reduced by monitoring the displacements at some critical points. In this study, the maximum total displacement at the bottom (center Point X for vertical stopes; see Figure 4.2) of the sill mat is monitored.

Figure 4.4 shows the variation of the displacement at Point X (negative values indicate the downward displacements) as a function of the sill mat cohesion c_s . When the value of c_s reduces from 2 MPa to 500 kPa, the numerical calculations converge to small and almost constant displacements, indicating a stable sill mat. The displacement starts to significantly increase as c_s is reduced to 400 kPa and increases dramatically once the value of c_s is below 400 kPa, indicating an unstable sill mat. The critical (minimum) required cohesion should be a value between 400 (unstable) and 500 kPa (stable) based on the full curve of the displacement as the sill mat cohesion varies from 2 MPa to 71 kPa. However, if one examines the displacement curve as the sill mat cohesion changes from 2 MPa to 300 kPa, one can conclude that the critical cohesion should be a value between 500 kPa (unstable) and 1 MPa (stable). The monitoring of the displacement alone does not allow a clear and objective determination of the critical cohesion c_s .

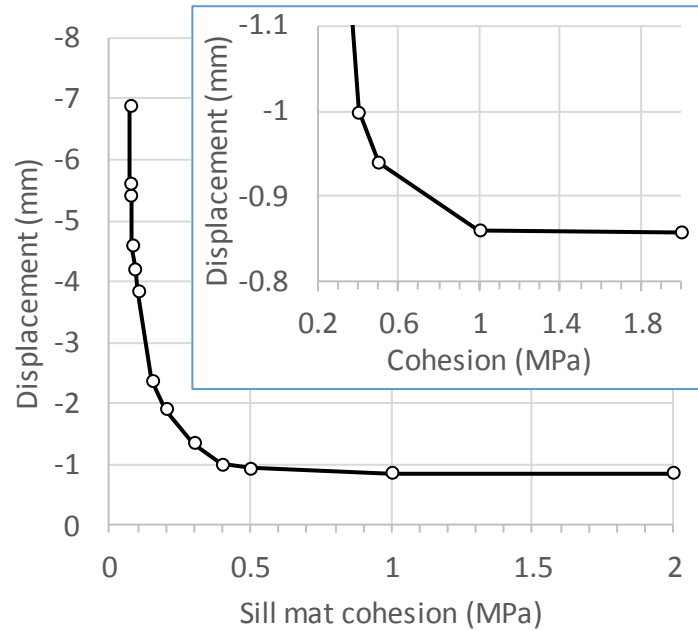


Figure 4.4: Variation of the vertical displacements at the bottom center of the sill mat as a function of its cohesion c_s upon base exposure for the reference model (Table 4.1, Case 0 with $z = 300$ m).

Figure 4.5 shows the displacement contours of the slope – sill mat system for the reference case when the cohesion c_s changes from 2000 kPa (Figure 4.5a) to 72 kPa (Figure 4.5b). One sees that the sill mat changes from a stable state at $c_s = 2000$ kPa to an unstable state at $c_s = 72$ kPa with the

formation of a triangular wedge (indicating larger displacement). The latter tends to indicate the caving failure mechanism of the sill-mat. However, if one observes the yield state of the sill mat, one will realize that the failure mechanism is horizontal crushing or shearing due to the horizontal compression associated with the rock wall closure upon base exposure of the sill mat.

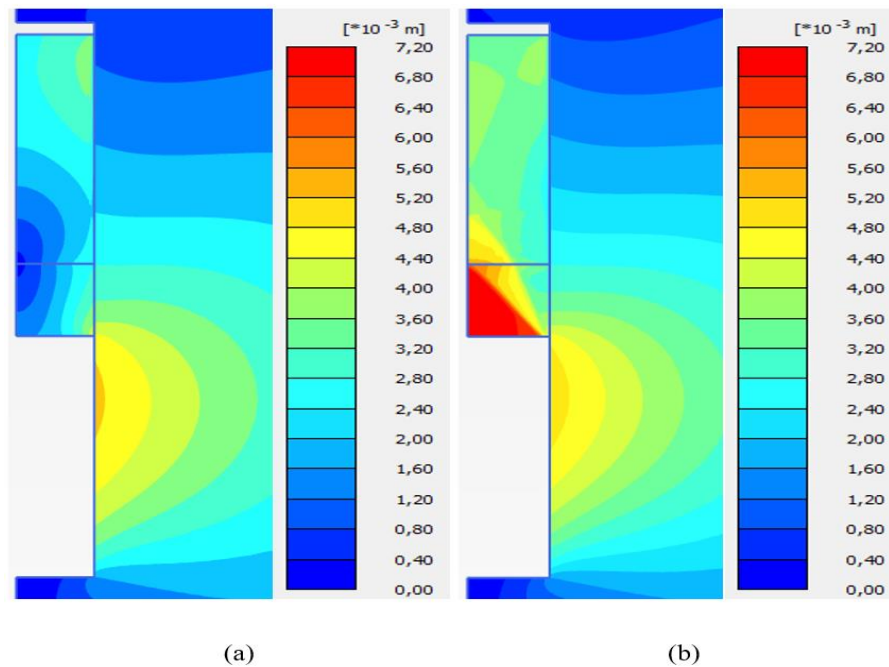


Figure 4.5: Iso-contours of total displacements of the stope-sill mat system after removing the underlying stope in the reference model (Table 4.1, Case 0 with $z = 300$ m): (a) with a sill mat cohesion of $c_s = 2000$ kPa; (b) with a sill mat cohesion of $c_s = 72$ kPa.

Figure 4.6 shows the yield states of the sill mat for the reference case when the cohesion c_s changes from 2000 kPa (Figure 4.6a), 500 kPa (Figure 4.6b), 400 kPa (Figure 4.6c) to 72 kPa (Figure 4.6d). The results for 1000 kPa are not shown since they are practically the same as 2000 kPa. One notices that points of plasticity due to shear yield start to propagate through the sill mat when the cohesion c_s is reduced to 500 kPa. This propagation increases as the cohesion c_s is further decreased from 400 kPa to 72 kPa with the appearance of tension failure. For sill mat design, the cohesion of 500 kPa can be considered as the minimum required cohesion for the sill mat considered in this case. The displayed failure is caving with a falling wedge, but the governing failure mechanism is shear yield due to crushing of the backfill by the horizontal closure of the rock walls. This failure mechanism was not considered in the Mitchell (1991) model.

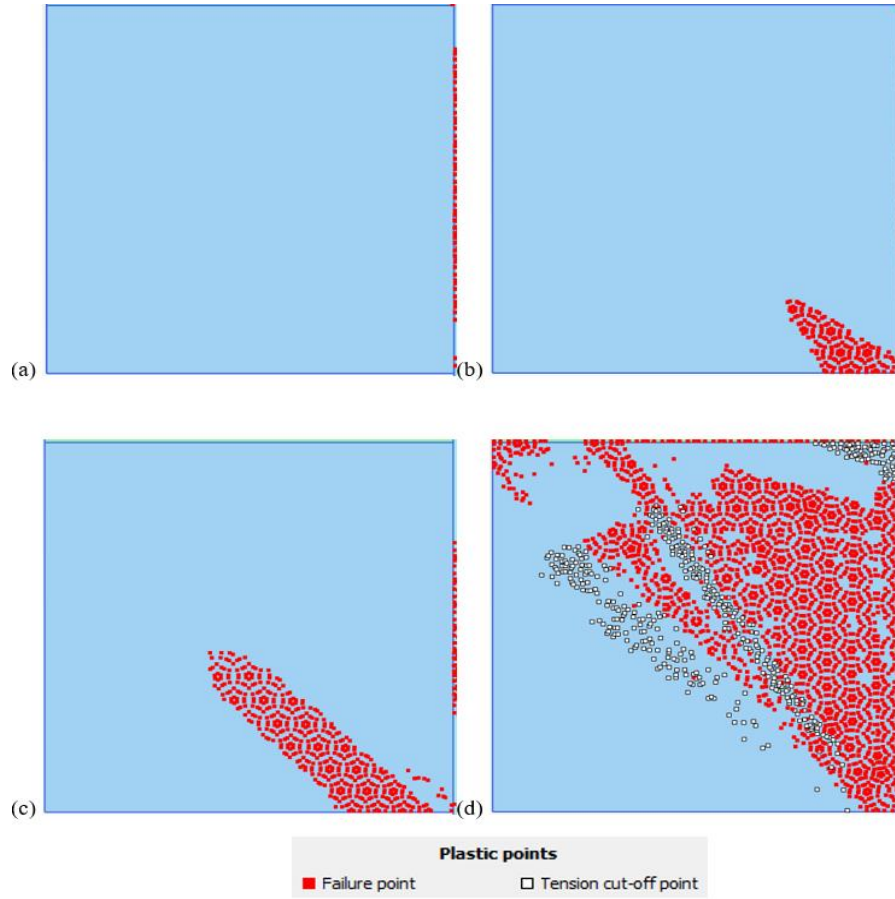


Figure 4.6: Propagation of the plasticity points through the sill mat for a variation of the critical cohesion c_s from (a) 2000 kPa; (b) 500 kPa; (c) 400 kPa and (d) 72 kPa for the sill mat located at a depth of $z = 300$ m for the reference case (Case 0 in Table 4.1).

Attempt has also been done by considering the distribution of displacements and stresses along the vertical centerline and walls of the sill mat. Sobhi and Li (2017) have shown dramatic falls of stresses from the elastic (intact) zone to the yielded (failed) zone by considering zero tension cut-off for the cemented backfill in their numerical models. This is however not the case here probably due to the non-zero tension cut-off for the cemented sill mats.

In the following sections, the minimum required cohesion of the cemented sill mat is determined by considering the total displacement monitored at the base center of the sill mats combined with their yield states. The iso-contours of total displacements across the sill mats, which are always taken as the absolute values of total displacements, are only used to show the shape of failed zones of the sill mats.

4.3 Numerical results

4.3.1 Effect of the stope geometry

In this sub-section, the influence of the wall inclination angle β and stope width W on the critical (minimum required) cohesion of sill mat will be investigated.

Figure 4.7 presents the variation of the critical cohesion c_s of the sill mat as a function of the stope depths z for different stope inclination angles β . One sees that the value of c_s increases as the angle β decreases. The minimum required cohesion for inclined stopes can thus be underestimated by the solutions established for vertical stopes. Also, for a given inclination angle, the minimum required cohesion c_s increases exponentially with the mine depth. This indicates that neglecting the mine depths can lead to over- or under- estimation of the required strength for sill mats.

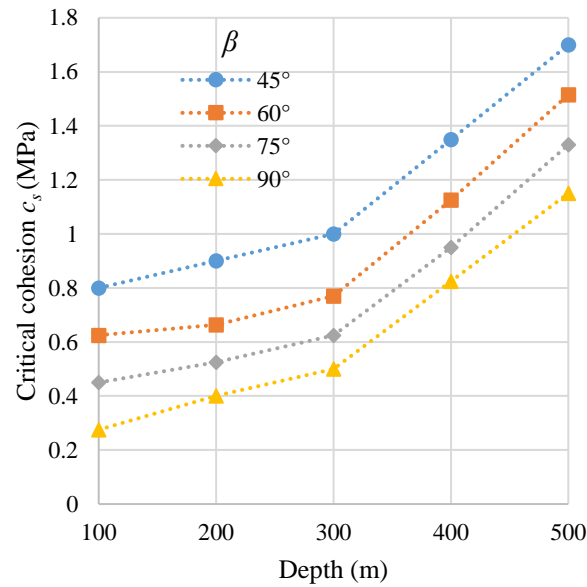


Figure 4.7: Variation of the critical cohesion c_s of the sill mat as a function of the mine depths z for different stope inclination angles β (Case 1 in Table 4.1).

Figure 4.8 shows the total displacement vectors and iso-contours of the stope-sill mat system at failure when the stope is located at $z = 300$ m and the stope inclination angle β varies from 90° (Figure 4.8a), 75° (Figure 4.8b), 60° (Figure 4.8c) to 45° (Figure 4.8d). Apparently, the failure mechanism is generally governed by caving for sub-vertical stopes (i.e., $\beta \geq 75^\circ$) or combined rotation and caving for more inclined stopes (i.e., $\beta < 75^\circ$).

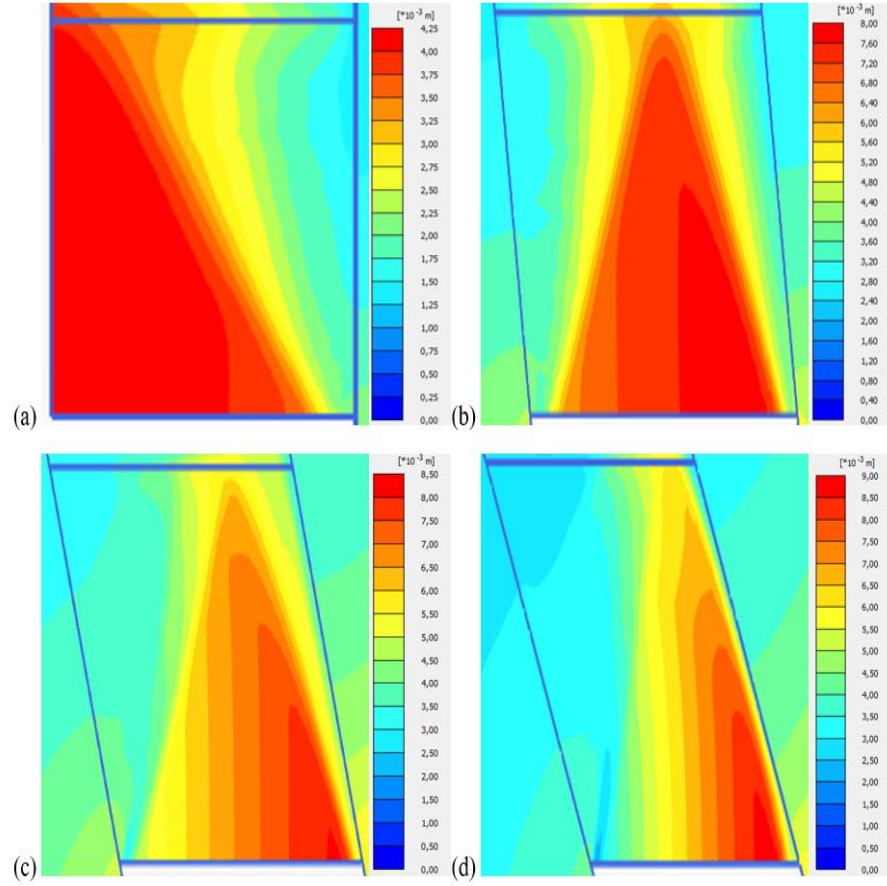


Figure 4.8: Vectors and iso-contours of total displacement of the stope-sill mat system (at failure) located at $z = 300$ m for different stope inclination angles: (a) $\beta = 90^\circ$; (b) $\beta = 75^\circ$; (c) $\beta = 60^\circ$; (d) $\beta = 45^\circ$ (Case 1 in Table 4.1).

Figure 4.9 illustrates the states of the sill mats located at $z = 300$ m at critical cohesion c_s when the stope inclination angle β changes from 90° (Figure 4.9a), 75° (Figure 4.9b), 60° (Figure 4.9c) to 45° (Figure 4.9d). One sees that the actual governing failure mechanism is shear yield due to crushing of the backfill by the horizontal closure of the rock walls. The same observations have been obtained for sill mats at any depth between 100 m and 500 m (see more details given in Pagé 2018).

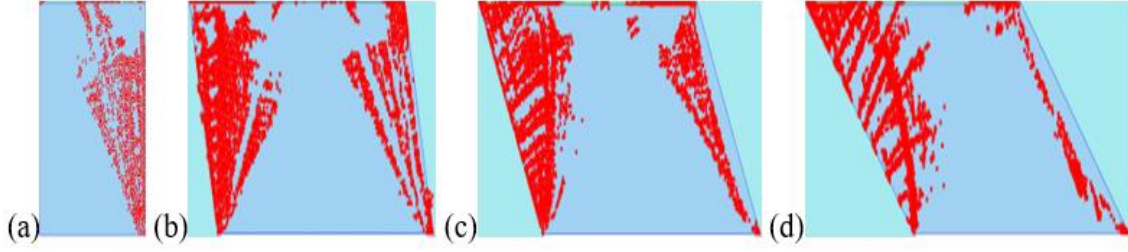


Figure 4.9: States of the sill mats located at $z = 300$ m at critical cohesion c_s for different stope inclination angles: (a) $\beta = 90^\circ$; (b) $\beta = 75^\circ$; (c) $\beta = 60^\circ$; (d) $\beta = 45^\circ$.

Figure 4.10 shows the variation of the critical (minimum required) cohesion of the sill mat as a function of the stope depths for different values of sill mat (and stope) widths W . For a given stope width, one sees that the minimum required cohesion c_s increases slightly with the depth W at shallow depth and significantly increases as the depth further increases. For a given stope depth, the critical cohesion c_s decreases as the stope width W increases. This result is counterintuitive, in particular if the governing failure mechanism is flexure, sliding or rotation. It becomes straightforward once crushing or shearing by compression is recognized as the governing failure mechanism of the sill mat. With wider stope, the compression strain due to the horizontal closure of rock walls associated with the underneath excavation will be smaller, resulting in lower horizontal stresses and more stable sill mat.

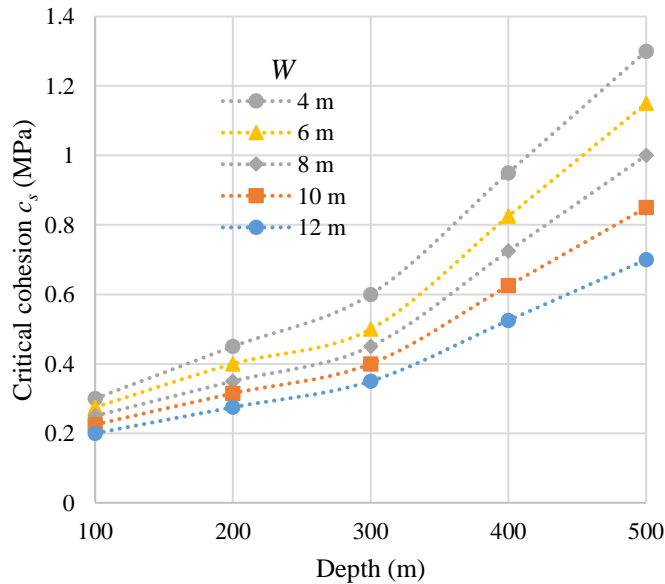


Figure 4.10: Variation of the critical cohesion c_s of the sill mat as a function of the mine depth for different stope widths W (Case 2 in Table 4.1).

Figure 4.11 demonstrates the iso-contours of the total displacement of the sill mats at critical cohesion located at $z = 300$ m when the stope width W varies from 4 to 12 m. Once again, caving is the apparent failure mechanism of the sill mats while shearing or crushing due to the horizontal closure of walls remains the actual governing failure mechanism, as shown in Figure 4.12. Subsequently, as the stope width increases, the horizontal strain associated with the wall closure diminishes. The horizontal stresses within the sill mat decreases. The sill mat becomes less prone to crushing failure. The required cohesion diminishes. This also explains well the increase of the required cohesion as the mine depth z increases.

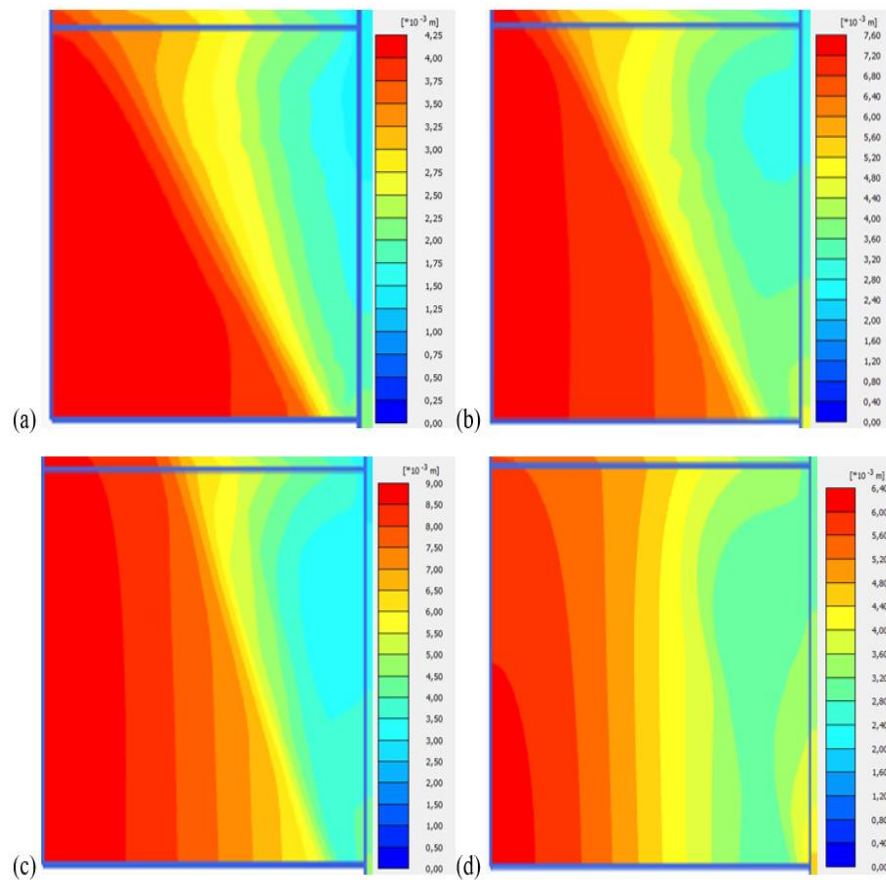


Figure 4.11: Iso-contours of total displacement of the sill mats at critical cohesion located at $z = 300$ m for stope width (not in scale): (a) $W = 4$ m; (b) $W = 8$ m; (c) $W = 10$ m; (d) $W = 12$ m; other parameters given in Table 4.1, Case 2.

These results could be very different from those predicted by the Mitchell (1991) model when the two walls are considered as immobile and the controlled failure mechanism is sliding, flexure or rotation.

Similar results have been obtained for other cases presented in the following sections. Due to space limitation, the iso-contours of displacements and states of sill mats at critical cohesion will not be presented; more details can be found in Pagé (2018).



Figure 4.12: State of yield state of the sill mat with the critical cohesion at a mine depth of $z = 300$ m: (a) $W = 4$ m, c; (b) $W = 8$ m; (c) $W = 10$ m; (d) $W = 12$ m; other parameters given in Table 4.1, Case 2.

4.3.2 Sill mat

As stated in previous section, the apparent failure mode can change from one to another, but the actual governed failure mechanism of the sill mat is always crushing or shearing due to the closure of the rock walls. Therefore, it is not necessary to present the iso-contours of displacements and the states of sill mats at the critical cohesion. In the following, only the variation of the required cohesion with different influencing factors will be presented.

Figure 4.13 shows the variation of the critical (minimum required) cohesion c_s of the sill mat as a function of stope depths z by considering different thicknesses e (Figure 13a; Case 3 in Table 4.1) and Young's modulus E_s (Figure 4.13b; Case 4 in Table 4.1) of sill mats. For a given stope depth, the minimum required cohesion decreases as the thickness e increases from 2 to 8 m. This trend corresponds well to that shown in the abacus of Pakalnis et al. (2005) With an increased thickness e , the horizontal stress magnitude decreases in the sill. The crushing or shearing failure due to the closure of the rock wall becomes less possible, resulting in a decreased demand the cohesion. For a given thickness e , the critical cohesion c_s increases with depth as the horizontal stresses in the sill mats increase with the mine depth z .

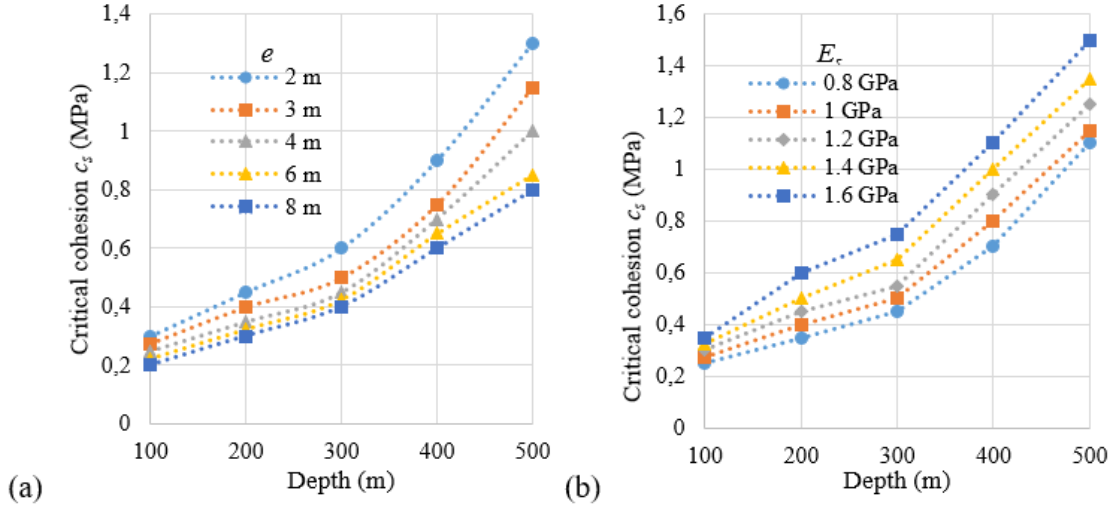


Figure 4.13: Variation of the minimum required cohesion of the sill mat as a function of the mine depth by considering: (a) different sill mat thicknesses e (more details given in Table 4.1, Case 3); (b) different Young's modulus E_s (Case 4 in Table 4.1).

On the other hand, when the Young's modulus E_s of the sill mat increases, the sill mats are ready to take more charges, resulting in higher stresses in the sill mats. Higher cohesion is needed to avoid the crushing or shearing of the sill mats by the closure of the rock walls. This results in a requirement of higher critical (minimum required) cohesion c_s . For a given modulus, it is straightforward to observe that the required cohesion increases with the stope depth z .

4.3.3 Effect of the rock mass

Figure 4.14 illustrates the variation of the critical cohesion of the cemented backfill sill mat at different depths by considering different rock mass properties. When the Young's modulus E_r varies from 62 GPa to 82 GPa (Table 4.1, Case 5), Figure 4.14a shows that the critical cohesion c_s decreases. This is quite straightforward. When the rock mass is stiffer and less deformable, the wall closure can be smaller and the resulting stresses in the sill mats are smaller. The crushing or shearing failure is less possible, resulting in decreased minimum required cohesion. On the other hand, when the mine depth increases, the horizontal stresses in the sill mats increases. Higher cohesion is necessary to counter the crushing or shearing failure, resulting in higher critical cohesion for the cemented backfill.

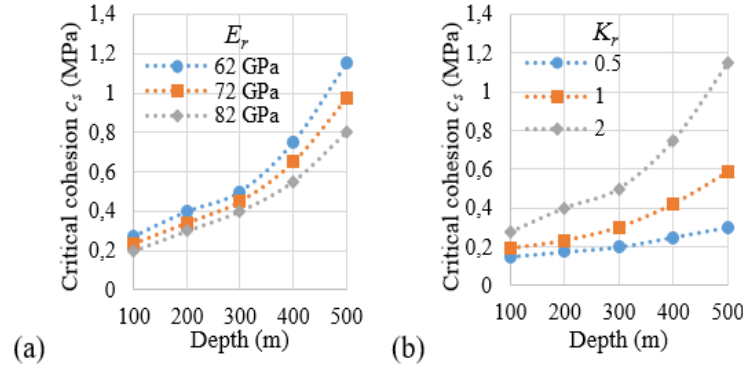


Figure 4.14: Variation of the critical cohesion of the cemented backfilled sill mat at different depths by considering different rock mass properties: (a) for different Young's modulus E_r (Case 5 in Table 4.1); (b) for different rock pressure coefficients K_r (Case 6 in Table 4.1).

When the rock pressure coefficients K_r increases from 0.5 to 2, as illustrated in Figure 4.14b (Table 4.1, Case 6), the horizontal stresses in the sill mats increase. The required cohesion c_s has to be increased to counter the instability of the sill mats by crushing or shearing failure.

4.3.4 Height of the uncemented backfill

Figure 4.15 shows the variation of the critical (minimum required) cohesion c_s of the sill mat as a function of stope depths z for different values of the backfill height H (Case 8 in Table 4.1). For a given stope depth, the minimum required cohesion c_s increases significantly as the backfill height H increases from 9.5 to 28.5 m. This is also straightforward. With a higher overlying stope, more confining stresses along the overlying stope are released. More rock stresses are then transferred on the sill mats, resulting in higher horizontal stresses in the sill mats. Higher strength is necessary to avoid crushing or shearing failure of the sill mats.

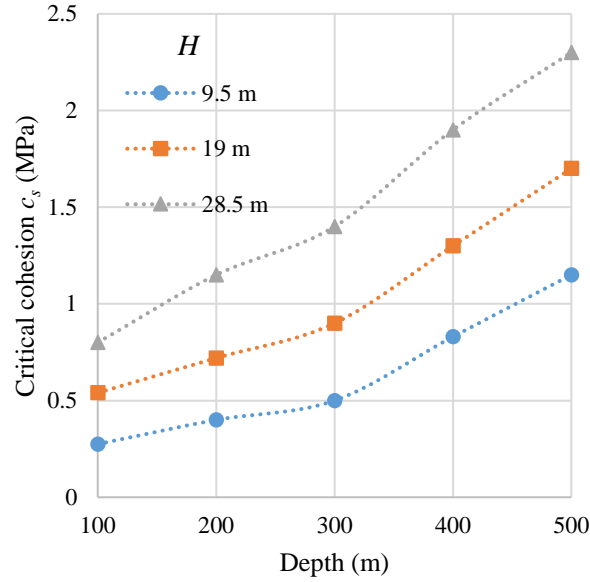


Figure 4.15: Variation of the minimum required cohesion of the sill mat as a function of the mine depths for different height of the backfill H (more details given in Table 4.1, Case 8).

4.4 Discussion

Numerical simulations have been conducted to evaluate the stability of a sill mat exposed at base with an overlying uncemented backfill upon undercut. A non-zero tension cut-off is used to represent the tensile strength of the cemented fill. The critical cohesion c_s of the exposed sill mat was assessed by considering the displacements and yield state of the sill mats. An unusual failure mode is revealed by the numerical models, which is the crushing or shearing yield of the sill mats by excessive horizontal stresses associated with the closure of rock walls. The increase of a stress in the sill mat does not always mean an improvement or deterioration of the stability. An increase of the horizontal stress tends to decrease the stability if the controlled failure mechanism is horizontal crushing but increase the stability if the flexural failure governs. Similarly, the increased vertical stresses (exercised by the overlying uncemented backfill) tend to destabilize the sill mats if the flexure controls the stability, while the increased vertical stresses tend to stabilize the sill mats in the case of horizontal crushing as they play a role of confining pressure. Accordingly, the variations in stresses and displacements (see details presented in Pagé 2018) do not provide more useful information to help identify the transition from an intact state to failure state of the sill mats.

This failure mode has never been reported in most of previous publications (Mitchell 1991, Brummer et al. 2003; Caceres 2005, Dirige et al. 2009; Oulbacha 2014; Caceres et al. 2017). It has been reported by Hughes (2014) for the case when the mine depth is greater than 800 m. For stopes at depth less than 400 m, rock wall convergence was considered as zero by Hughes (2014). This study showed that rock wall convergence takes place for any mine depth and crushing or shearing is the actual failure mechanism. The increased critical cohesion with increased mine depth and decreased stope width can readily be understood through this new failure mechanism.

4.4.1 Comparisons with the abacus of Pakalnis et al. (2005)

Pakalnis et al. (2005) have made use of an abacus proposed by Stone (1993) to determine the required UCS as a function the stope span for different thicknesses of sill mats by considering a factor of safety of 2. The influence of mine depth is not considered by the abacus of Pakalnis et al. (2005).

Figure 4.16a presents a comparison between the required UCS obtained with the abacus of Pakalnis et al. (2005) and those obtained by numerical modeling with Plaxis 2D for the case of sill mats having a thickness e of 3 m. The critical cohesions c_s of the numerical results were converted to UCS through $UCS = 2c_s \tan(45^\circ + \phi_s/2)$. The Pakalnis et al. (2005) abacus requires higher strength with wider sill mat while the numerical model shows a general decrease of the required strength with larger stope span. Again, this difference is attributed to the fact that the abacus of Pakalnis et al. (2005) was established by considering flexure failure of sill mats without considering the wall closure while the numerical modeling presented in this study accounted for the closure of rock walls and the governing failure mechanism of the sill mats is crushing and shearing. The required UCS based on the abacus of Pakalnis et al. (2005) are underestimated for narrow stope and overestimated for wide stope.

Figure 4.16b presents another comparison between the required UCS obtained with the abacus of Pakalnis et al. (2005) and those obtained by numerical modeling with Plaxis 2D for the case of sill mats having a span W of 6 m. One can see that the Pakalnis et al. (2005) abacus and the numerical models predict smaller required UCS as the thickness e increases. Again, the abacus of Pakalnis et al. (2005) does not consider the influence of mine depth. It generally underestimates the required strength for thick sill mats. With sill mats having relatively small thickness, the abacus of Pakalnis

et al. (2005) tends to underestimate the required strength when the mine depth is large and overestimate the required strength when the mine depth is small.

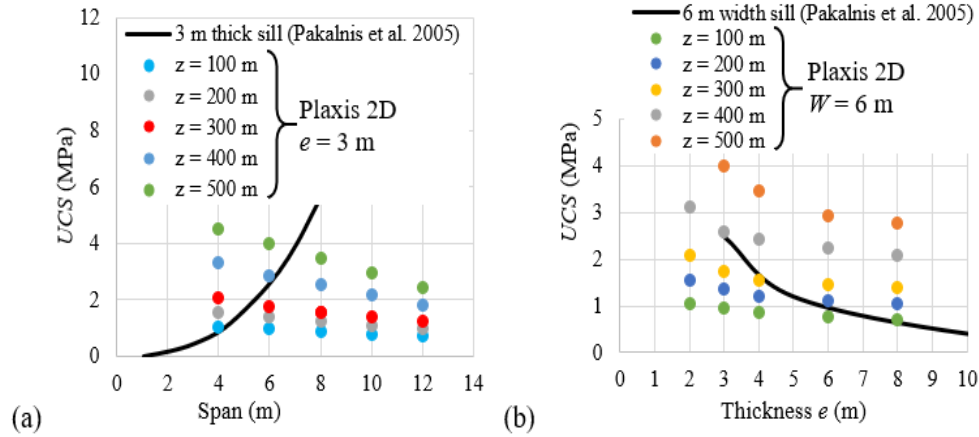


Figure 4.16: Comparisons between numerical results obtained with Plaxis 2D and curves of Pakalnis et al. (2005) in terms of required UCS implying a FS = 2: (a) for a 3 m thick sill having different widths W ; (b) for sill mats having a span of 6 m. Calculations made with $\phi_s = 30^\circ$ and with the critical cohesion values found in Figures 4.10 and 4.13a.

4.4.2 Comparisons between numerical models and laboratory results

The validation of Plaxis 2D has been done against analytical solutions for the case of cylinder holes (Salençon 1969; Hoek and Brown 2002). The applicability of the numerical model is tested by reproducing some centrifuge tests performed by Mitchell (1991).

Figure 4.17 shows the final state of the sill mat at the end of centrifuge model tests C2 and C3. The stope walls are inclined at an angle of 70° to the horizontal. The sill mats have a depth d (thickness in the direction perpendicular to the paper plane) and a width L , overlain by an uncemented fill with a thickness of at least 250 mm. Table 4.2 shows the characteristics of the two centrifuge model tests. The small values of d/L indicate that the 2D numerical models are not very appropriate to simulate the two centrifuge model tests if the friction between the backfills and the front and back walls is not negligible.

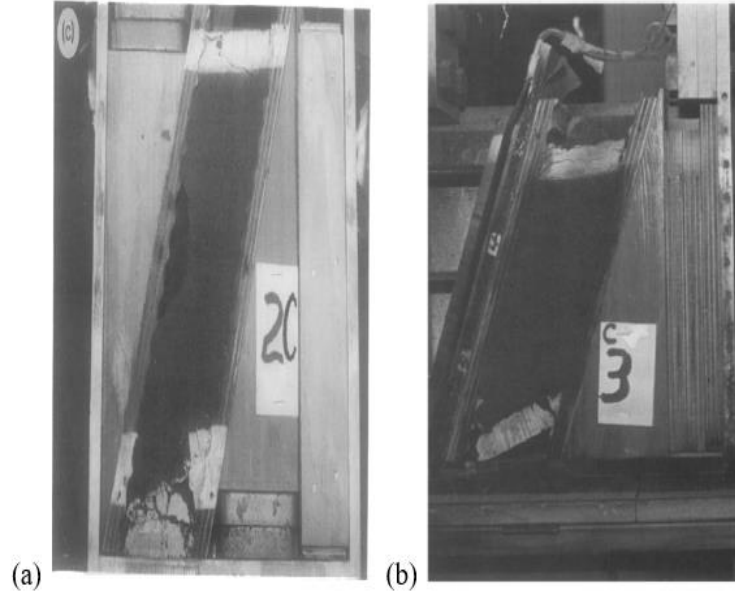


Figure 4.17: Photos of two centrifuge model tests after the rupture of the sill mats: (a) model test C2; (b) model test C3 (taken from Mitchell 1991).

In the physical model of Mitchell (1991), a scale factor λ , defined as the ratio of the centrifugal acceleration a over the gravitational acceleration g , was used. λ_{\max} is the scale factor at failure.

In the numerical models with Plaxis 2D, the scale factor λ is considered by attributing a density of $\lambda\rho$ to the backfill; where ρ is the actual density of the backfill. The cohesion c , the UCS , and the tensile strength σ_t were given in Mitchell (1991) for each model. Several try, and error tests have been done to find the necessary but unknown parameters. The Young's modulus for the sill mat in model C2 and C3 are respectively estimated to be 900 MPa and 140 MPa. The uncemented backfill overlying the sill is estimated to have a Young's modulus of 70 MPa for all models. The angle of friction for the uncemented backfill was set at 33° while the angle of friction for both sill C2 and C3 was set 35° for both sill model C2 and C3. The interface properties along the hanging wall and foot wall were estimated to be $c_i = 90$ kPa and $\phi_i = 25^\circ$ for model C2 and $c_i = 420$ kPa and $\phi_i = 14^\circ$ for model C3.

Table 4.2: Characteristics of the centrifuge model tests, performed by Mitchell (1991), reproduced numerically with PLAXIS 2D.

Test Model	Scale factor at failure λ_{max}						
	<i>HW/FW</i> dip	Depth of sill	<i>d/L</i>	Model	Numerical	Failure mode observed by tests	Failure mode observed numerically
(<i>T/C</i>)	β (°)	<i>d</i> (mm)					
C2 (20/1)	70	35	0.43	35	36	Caving, cracking	Caving, cracking
C3 (7/1)	70	25	0.4	125	124	Sill rotation	Sill rotation

Note: *HW*: hanging wall; *FW*: footwall; *T*: tailings; *C*: cement; λ_{max} : scale factor at failure.

Figure 4.18 illustrates the variation of total displacements at the middle bottom of the sill mat as a function of the scale factor λ for the model test C3. It can be observed that the total displacement increases with the numerical scale factor λ up to 120. Beyond this value, there is a sudden increase in the total displacements until $\lambda = \lambda_{max} = 124$, indicating the failure of the sill mat. This value is very close to the experimental results of $\lambda = \lambda_{max} = 125$. Similar results were obtained for model tests C2 with the scale factor at failure of 36 for model test and 35 in the numerical modeling.

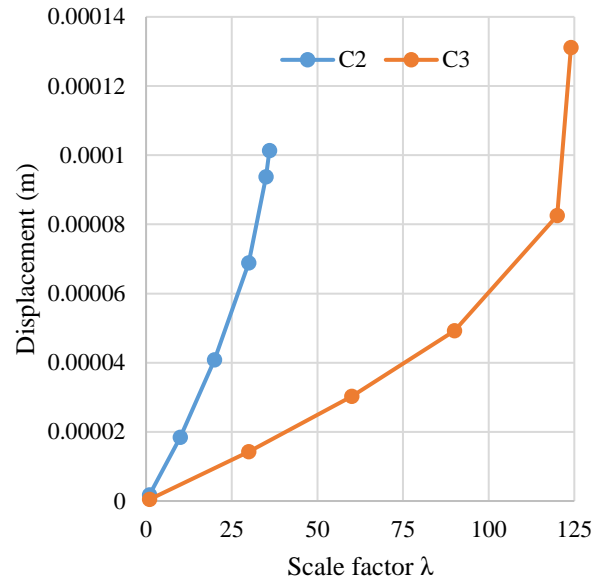


Figure 4.18: Variation of displacements with the increase of the scale factor λ for the model test C3.

Figure 4.19 shows the yield state of the sill mats and uncemented backfill, obtained by the numerical simulations for model tests C2 and C3. For both cases, caving by tension is observed near the bottom of the sill mat. Tension along the sill-hanging wall interface indicates that the detachment of the backfill is possible. The initial failure mode should be caving and rotation. When the caving portion falls, the failure can propagate upward and throughout the sill mat, as observed during the model tests shown in Figure 4.17. The numerical models can thus be considered as partly verified by the laboratory test results of Mitchell (1991).

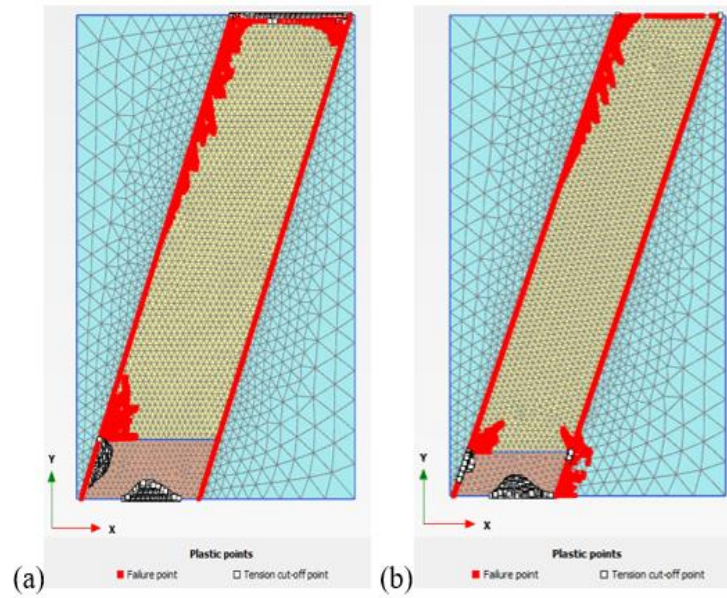


Figure 4.19: Yield states of the sill mat and the overlying uncemented backfill obtained from numerical simulations for (a) model C2 and (b) model C3 (see Table 4.2 for details).

4.4.3 Limitations

The numerical modeling has been done without considering interface elements between the sill mat (and overlying backfill) and slope walls. For most cases, the rock walls are irregular and rough due to production blasting. The consideration of interface elements is not necessary (Liu et al. 2016b). In the case of planar walls, the non-consideration of interface elements implies the anchorage of sill mats to the slope walls. Otherwise, interface elements must be considered in the numerical models (e.g., Liu et al. 2016c).

The numerical models presented in this paper are based on a 2D numerical code by considering plane strain condition. The results are valid for the case of very long stopes in the third dimension. In the future, 3D numerical modeling is necessary to evaluate the impact of the third dimension. In this study, the elastoplastic Mohr-Coulomb model was used to represent the backfill. The Mohr-Coulomb criterion has been extensively used in geotechnical engineering, mostly due to its simplicity (e.g., Li and Aubertin 2009; Falaknaz et al. 2015; Liu et al. 2016; Yang et al. 2017b). However, it is not always fully representative of cohesive geomaterials, such as cemented backfill, when dealing with tensile or high compression stresses (Hughes 2014). More elaborated

constitutive models should be used to better investigate the behavior of cemented backfill (e.g. Sainsbury and Urie 2007; Li et al. 2010).

4.5 Conclusions

The stability of the sill mat upon base exposure is numerically analyzed with PLAXIS 2D. Mine depth and the effect of the excavation below the sill mats were considered. The critical cohesion c_s was determined by jointly considering the displacements at critical points and yield states of the sill mat. The numerical results show that the sill mats can apparently have different modes of failure, but the actual failure mechanism that controls the failure and stability of sill mats is the crushing or shearing due to the closure of rock walls associated with the excavation of the underneath excavation. This failure mechanism has seldom been reported in the literature, especially for mine depths between 100 and 500 m. When this failure mechanism is considered along with the commonly considered failure mechanisms of sill mats (sliding, flexure, rotation, and caving), it is found that the stress consideration alone is not sufficient in evaluating the stability of the sill mat.

The stress increase does not always mean an improvement or deterioration of the stability. An increase of the horizontal stress tends to decrease the stability if the controlled failure mechanism is horizontal crushing but increase the stability if the flexural failure governs. Similarly, the vertical stresses (exercised by the overlying uncemented backfill) tend to destabilize the sill mats if the flexure controls the stability, while it plays a role of confining pressures and thus stabilizes the sill mats in the case of horizontal crushing. The variations in stresses and displacements do not provide more useful information to help identify the transition from an intact state to failure state of the sill mats.

As the stability of the sill mat upon base-exposure is governed by the mechanism of crushing or shearing associated with the wall closure, it is straightforward to see an increase in the critical (or minimum required) cohesion as the mine depth z or rock stress ratio K_r increases. Results also showed that the critical cohesion increases as the stope width W or inclination angle β decreases. With higher uncemented backfill above the sill mat, one should expect larger critical cohesion c_s for the sill mat. With a thicker sill mat, the critical cohesion decreases. This trend corresponds well to that shown in the abacus of Pakalnis et al. (2005), which does not consider the effect of mine depth. An increase in the Young's modulus of the sill mat E_s leads to an increase in the critical

cohesion c_s , while an increase in the Young's modulus of the rock mass E_r leads to a decrease of the critical cohesion c_s .

Conflict of interest

The authors wish to confirm that there are no known conflicts of interest associated with this publication and there has been no significant financial support for this work that could have influenced its outcome.

Acknowledgments

The authors acknowledge the financial support from Natural Sciences and Engineering Research Council of Canada (NSERC 402318), Fonds de recherche du Québec - Nature et Technologies (FRQNT 2015-MI-191676) and the partners of the Research Institute on Mines and Environment (RIME UQAT-Polytechnique).

References

- Aubertin, M., Bernier, L. & Bussière, B. (2002). Environnement et gestion des rejets miniers. (CD-ROM), Presses internationales Polytechnique.
- Brinkgreve, R., & Vermeer, P. (1998). Plaxis finite element code for soil and rock analysis-Version 7. *Plaxis BV, The Netherlands*.
- Brummer, R. K., Andrieux, P. P., & O'Connor, C. P. (2003). Stability analyses of undermined sill mats for base metal mining. Dans Brummer et al. (eds), *FLAC and Numerical Modelling in Geomechanics* (p. 189-195). Swets and Zeitlinger: Lisse.
- Caceres, C. (2005). *Effect of delayed backfill on open stope mining methods*. (Thèse de doctorat, University of British Columbia, Vancouver, Canada).
- Caceres, C., Moffat, R., & Pakalnis, R. (2017). Evaluation of flexural failure of sill mats using classical beam theory and numerical models. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 99, 21-27.
- Darling, P. (2011). *SME mining engineering handbook* (vol. 1): SME.
- Dirige, P. A. & De Souza, E. (2007). *Engineering Design of Backfill Systems in Undercut Mining*. Communication présentée à Proceedings of the 9th International Symposium in Mining with Backfill (Minefill 2007), Montréal, Canada.
- Donovan, J., Dawson, J., & Bawden, W. (2007). *David Bell Mine underhand cut and fill sill mat test*. Communication présentée à Proceedings of the 9th International Symposium in

- Mining with Backfill, Montréal, Canada (vol. 29).
- Hassani, F., & Archibald, J. (1998). Mine backfill. (CD-ROM). Canadian Institute of Mining, Metallurgy and Petroleum, Montréal.
- Herget G. *Stresses in rock*. Rotterdam: Balkema; 1988.
- Hoek E, Carranza Torres C, Corkum, B. (2002). *Hoek–Brown failure criterion—2002 edition*. Communication présentée à Proceedings of the Fifth North American Rock Mechanics Symposium, Toronto, Canada (p. 267–73).
- Hughes, P. (2014). *Design guidelines: underhand cut and fill cemented paste backfill sill beams*. (Thèse de doctorat, University of British Columbia, Vancouver, Canada).
- Hustrulid, W. A., Hustrulid, W. A., & Bullock, R. C. (2001). *Underground mining methods: Engineering fundamentals and international case studies*: SME.
- Falaknaz, N., Aubertin, M., & Li, L. (2015). Numerical investigation of the geomechanical response of adjacent backfilled stopes. *Canadian Geotechnical Journal*, 52(10), 1507-1525.
- Koupouli, N. J., Belem, T., Rivard, P., & Effenguet, H. (2016). Direct shear tests on cemented paste backfill–rock wall and cemented paste backfill–backfill interfaces. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 8(4), 472-479.
- Li, L., & Aubertin, M. (2009). Numerical investigation of the stress state in inclined backfilled stopes. *International Journal of Geomechanics*, 9(2), 52-62.
- Li, L., Aubertin, M., & Shirazi, A. (2010). Implementation and application of a new elastoplastic model based on a multi-axial criterion to assess the stress state near underground openings. *International Journal of Geomechanics*, 10(1), 13-21.
- Liu, G., Li, L., Yang, X. & Guo, L. (2016a). Stability analyses of vertically exposed cemented backfill: A revisit to Mitchell's physical model tests. *International Journal of Mining Science and Technology*, 26(6), 1135-1144.
- Liu, G., Li, L., Yang, X., & Guo, L. (2016b). A numerical analysis of the stress distribution in backfilled stopes considering nonplanar interfaces between the backfill and rock walls. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 10(3), 271-282.
- Liu, G., Li, L., Yang, X., & Guo, L. (2016c). Numerical analysis of stress distribution in backfilled stopes considering interfaces between the backfill and rock walls. *International Journal of Geomechanics*, 17(2), 06016014.

- Liu, G., Li, L., Yang, X., & Guo, L. (2018). Required strength estimation of a cemented backfill with the front wall exposed and back wall pressured. *International Journal of Mining and Mineral Engineering*, 9(1), 1-20.
- Mitchell, R. (1991). Sill mat evaluation using centrifuge models. *Mining Science and Technology*, 13(3), 301-313.
- Mitchell, R. J., & Wong, B. C. (1982). Behaviour of cemented tailings sands. *Canadian Geotechnical Journal*, 19(3), 289-295.
- Oulbacha, Z. (2014). *Analyse numérique de la stabilité des piliers-dalle en remblai cimenté : une vérification des modèles de Mitchell*. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Montréal, Canada).
- Pagé P. (2018). *Évaluation numérique de la stabilité des chantiers: Contraintes élastiques autour des chantiers et résistance nécessaire des piliers-semelles en remblai cimenté*. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Montréal, Canada).
- Pakalnis, R., Caceres, C., Clapp, K., Morin, M., Brady, T., Williams, T., & MacLaughlin, M. (2005). Design spans-underhand cut and fill mining. Communication présentée à Proceedings of 107th CIM-AGM, Toronto, Canada.
- Sainsbury, D., & Urie, R. (2007). *Stability analysis of horizontal and vertical paste fill exposures at the Raleigh Mine*. Communication présentée à Proceedings of CIM MineFill2007 Conference, Montréal, Canada (9 p.).
- Salençon, J. (1969). Contraction quasi-statique d'une cavité à symétrie sphérique ou cylindrique dans un milieu élastoplastique. *Annales Des Ponts Et Chaussées*, 4, 231-236.
- Sobhi, M. A., & Li, L. (2017). Numerical investigation of the stresses in backfilled stopes overlying a sill mat. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 9(3), 490-501.
- Sobhi, M. A., Li, L., & Aubertin M. (2017). Numerical investigation of the earth pressure coefficient along the central line of backfilled stopes. *Canadian Geotechnical Journal* 2017, 54, 138–145.
- Stone, D. (1993). *The optimization of mix designs for cemented rockfill*. Communication présentée à Minefill 93, Proc. 5th Int. Symp. on Mining with Backfill, SAIMM, Johannesburg, Afrique du Sud (p. 249-253).

- Su, K., Li, Y. (2009). *Discussion of extended Drucker-Prager yield criterion in slope stability analysis*. Communication présentée Power and Energy Engineering Conference, APPEEC 2009, Asia-Pacific, Wuhan, Chine (p. 1-4). IEEE.
- Tesarik, D., Seymour, J., & Yanske, T. (2009). Long-term stability of a backfilled room-and-pillar test section at the Buick Mine, Missouri, USA. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 46(7), 1182-1196.
- Yan, Z. X., Duan, J., & Wang H.Y. (2008). Constitutive models in stability analysis of rock slope. *Journal of Central South University Technology* 2008, 15(1), 302-306.
- Yang, P.Y., Li, L., & Aubertin, M. (2017a). A new solution to assess the required strength of mine backfill with a vertical exposure. *International Journal of Geomechanics*, 17(10), 04017084.
- Yang, P., Li, L., Aubertin, M., Brochu-Baekelmans, M., & Ouellet, S. (2017b). Stability analyses of waste rock barricades designed to retain paste backfill. *International Journal of Geomechanics*, 17(3), 04016079.

CHAPITRE 5 DISCUSSIONS

Dans le chapitre 3, nous avons présenté des solutions analytiques développées pour estimer les contraintes élastiques induites autour des chantiers typiques qui comportent usuellement deux épontes parallèles inclinées, un plafond horizontal et un plancher horizontal. Les solutions ont été proposées en appliquant des techniques de régression linéaire sur des résultats numériques et en employant la théorie de superposition dans un médium linéairement élastique. La prédictibilité de la solution proposée a été testée et validée par des simulations numériques additionnelles. Les résultats démontrent que ces solutions analytiques peuvent être utilisées pour évaluer les contraintes principales induites au centre du toit et des épontes pour des géométries typiques de chantiers souterrains. Cependant, il est important de souligner que ces solutions analytiques ont été développées à partir des modèles qui contiennent plusieurs hypothèses simplificatrices ou limitations.

Premièrement, on a considéré uniquement des modèles numériques 2D en déformations planes. Les résultats numériques ainsi que les solutions analytiques ne sont donc valides que si la longueur des chantiers est largement supérieure aux autres dimensions (largeur et hauteur). Dans un cas réel, les chantiers miniers peuvent avoir une longueur limitée. Des solutions graphiques sont disponibles dans la littérature pour des chantiers verticaux (e.g., Potvin 1988; Mawdesley et al. 2001; Vallejos et al. 2016). Des travaux supplémentaires sont nécessaires pour développer des solutions analytiques ou graphiques pour des chantiers tridimensionnels et inclinés.

La deuxième limitation des solutions analytiques proposées est liée au modèle d'un comportement linéairement élastique pour la roche autour des chantiers. À de faibles profondeurs comme les cas traités ici, ce modèle est vraisemblablement vrai en raison de faibles contraintes et de résistance des roches relativement élevée. À des profondeurs plus grandes, le comportement des roches peut changer et passer d'un comportement linéairement élastique à un comportement non-linéaire et non élastique. Plus de travaux sont donc nécessaires pour formuler des solutions, qui permettent de calculer les contraintes autour de chantiers excavés dans une masse rocheuse ayant un comportement non-élastique linéaire et même pour des massifs rocheux jointés.

Jusqu'à maintenant, pratiquement toutes les solutions ont été développées en considérant que les contraintes verticale et horizontales naturelles sont des contraintes principales et une contrainte principale horizontale naturelle est dans l'axe du chantier étudié. Dans la pratique, ce n'est pas

toujours le cas et les contraintes principales naturelles peuvent être inclinées ou il n'y a aucune contrainte principale naturelle alignée avec les axes du chantier. D'ailleurs, dans cette étude, les épontes des chantiers ont été considérées comme parallèles; même considération pour le toit et le plancher du chantier. Dans la réalité, il peut avoir des chantiers avec des épontes non-parallèles. Plus de recherches sont nécessaires pour formuler des solutions analytiques ou graphiques plus générales.

Quatrièmement, il est important de rappeler que le facteur A de la méthode Mathews-Potvin requiert la détermination des valeurs les plus grandes des contraintes principales induites autour de la surface de chantier étudiée. Les résultats numériques montrent que les valeurs les plus grandes des contraintes principales induites en compression sont situées très proches des coins formés par le toit ou le plancher et les épontes où il y a la concentration des contraintes. Dans cette étude, les centres des épontes et du toit ont été considérés comme les emplacements critiques où les contraintes induites ont été évaluées. Considérant la nature d'empirisme de la méthode de Mathews-Potvin, l'approche adoptée et l'approximation de la solution proposée ici pourraient s'avérer suffisantes dans la phase préliminaire des projets. Plus de travaux pourraient être faits afin de trouver des solutions qui permettent de mieux évaluer les contraintes induites autour des chantiers typiques, que ce soit pour la méthode Mathews-Potvin ou pour d'autres applications. Cependant, il faut noter que l'emplacement des contraintes en traction maximales varie en fonction du régime des contraintes naturelles appliquées. Le principe de superposition ne peut pas être appliqué pour trouver les contraintes maximales en fonction de différents régimes de contraintes naturelles.

Dans le chapitre 4, nous avons présenté des résultats numériques sur la variation des résistances minimales nécessaires des semelles en remblais cimenté en considérant la variation de la profondeur de mine et plusieurs autres paramètres. La convergence due à l'excavation d'un chantier au-dessous de la semelle a été prise en compte par les modèles numériques. À cause de cette convergence, le mécanisme de rupture qui contrôle la stabilité de la semelle en remblai cimenté est plutôt l'écrasement ou le cisaillement causé par la compression excessive exercée par les épontes rocheuses. Ce mécanisme de rupture est rarement rapporté dans la littérature puisque la plupart des modèles ont considéré des épontes rigides et immobilisées. Avec ce nouveau mécanisme de rupture, on peut facilement comprendre l'augmentation de la résistance minimale nécessaire en fonction de l'augmentation de la profondeur de mine, du coefficient de pression latéral de roche ou

de la rigidité de la semelle. De plus, l'augmentation des contraintes dans le pilier-semelle mène soit à une augmentation de sa stabilité ou encore à sa détérioration. Par exemple, une augmentation des contraintes horizontales tend à réduire la stabilité du pilier-semelle dans le cas où le mécanisme déclencheur est l'écrasement causé par la convergence des épontes rocheuses mais augmente la stabilité du pilier-semelle lorsque ce celui-ci est susceptible à céder en flexion. Similairement, une augmentation des contraintes verticales, engendrée par le remblai non-cimenté et sus-jacent au pilier-semelle, tend à déstabiliser le pilier-semelle si celui-ci est susceptible à la rupture en flexion. Cependant, cette même augmentation des contraintes verticales tend à stabiliser le pilier-semelle dans le cas où le mécanisme de rupture est l'écrasement puisque l'écrasement exercerait un rôle de confinement. L'analyse des variations de contraintes et de déplacements dans le pilier-semelle n'a pas été efficace, pour notre interprétation des résultats numériques, puisqu'elle n'a pas permis d'identifier précisément la transition entre un état stable du pilier-semelle à un état instable du pilier-semelle et menant à la rupture. Ces résultats d'analyse sont présentés dans les Annexes C et D.

On peut comprendre également pourquoi la résistance minimale nécessaire diminue en fonction de l'augmentation de la largeur du chantier ou de la portée de la semelle. Ce dernier résultat contredit les solutions analytiques de Mitchell (1991) et de la solution graphique de Pakalnis et al. (2005). On peut aussi avoir du mal à comprendre que la résistance minimale puisse diminuer sans cesse avec l'augmentation de la portée de la semelle. Plus de travaux sont donc nécessaires pour obtenir une image plus complète de la résistance minimale nécessaires en fonction de la portée de la semelle et d'autres propriétés géométriques et géotechniques des matériaux (remblais et roche). En bas, on énumère quelques autres limitations impliquées dans les simulations numériques réalisées ici.

Premièrement, on n'a pas considéré des éléments d'interface entre les épontes et les remblais (cimenté et non-cimenté). Les modèles sont donc valables pour les cas où il n'y a pas de glissement entre les remblais et les épontes. Dans les cas réels, les épontes rocheuses ont souvent des faces rugueuses et irrégulières. Les ruptures par cisaillement auront lieu probablement à l'intérieur des remblais au lieu. La considération des éléments d'interface pourrait être non-nécessaire (e.g. Liu et al. 2016). Dans les cas des murs planaires, des études récentes ont montré que la cohésion à l'interface entre le remblai et l'éponte rocheuse est sensiblement moins élevée que la cohésion du remblai cimenté. La détermination des résistances minimales nécessaires des remblais cimentés

doit être faite par la considération des éléments d'interface entre les épontes et les remblais. Sinon, des encrages sont nécessaires dans la conception de la semelle pour éviter toutes ruptures par glissement le long des contacts remblais-roche.

Tout comme la première partie de ce projet de recherche, la deuxième limitation des modèles numériques utilisés pour évaluer la stabilité des semelles est liée à la considération des conditions de déformations planes. Les conclusions tirées de ces simulations ne sont donc applicables que pour des chantiers ayant une très grande dimension dans la longueur. À noter qu'en raison du mécanisme de rupture en compression par l'écrasement ou par le cisaillement, on ne peut pas simplement prononcer que la conception basant sur les résultats obtenus ici avec des modèles 2D en déformation plane est conservatrice. Plus de travaux sont nécessaires pour évaluer la stabilité des semelles en considérant l'effet des géométries 3D et des contraintes principales majeure, intermédiaire et mineure.

Dans les simulations numériques réalisées ici, aucun renforcement n'a été considéré. Dans les cas réels, des renforcements tels que des câbles, des grillages, des boulons sont souvent appliqués comme une armature. L'application de ces renforcements permet d'augmenter la résistance en traction des semelles. Dans le futur, plus de travaux sont nécessaires pour évaluer les résistances nécessaires des semelles en prenant compte de l'effet des renforcements installés dans les semelles. On peut prévoir que la considération de la présence d'armatures permettrait de réduire la résistance minimale nécessaire et de diminuer la consommation des liants dans la construction des semelles.

Dans cette étude, un régime de contraintes naturelles relativement faible a été considéré. À de telles profondeurs, la construction des semelles en remblais cimentés est surtout faite pour récupérer des piliers de niveau ou pour exploiter des gisements irréguliers de faible épaisseur lorsque le gisement a une mauvaise qualité géomécanique. Dans les pratiques, la méthode de coupe et remblai peut être utilisée pour réduire les risques associés aux coups de terrain lorsque les contraintes naturelles sont très élevées. C'est notamment les cas lorsque la profondeur de mine varie de grande (~1000 m) à très grande (> 2000 m). Des travaux futurs pourraient être entrepris pour évaluer la stabilité des semelles en considérant les profondeurs des mines au-delà de 500 m.

Dans le même sens, la qualité des roches a été considérée comme très bonne avec une résistance en compression uniaxiale très élevée pour éviter des ruptures dans les épontes. Des travaux futurs sont suggérés en considérant des propriétés géomécaniques plus représentatives.

Finalement, le modèle élasto-plastique avec le critère de Mohr-Coulomb a été utilisé dans cette étude pour représenter le comportement mécanique des remblais. Le critère de Mohr-Coulomb est couramment utilisé pour sa simplicité en géotechnique. Cependant, ce critère n'est pas très représentatif des géomatériaux cohésifs comme les remblais cimentés, surtout lorsque les contraintes en compression sont très élevées ou lorsque les contraintes sont en traction. Dans le futur, plus de travaux sont nécessaires pour étudier la stabilité des semelles et déterminer les résistances minimales nécessaires des semelles en utilisant des modèles constitutifs plus élaborés et plus représentatifs.

CHAPITRE 6 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

6.1 Conclusions

Dans le but d'obtenir les contraintes autour des chantiers souterrains typiques ou d'analyser la stabilité des semelles exposées à la base à l'aide des modélisations numériques, il est essentiel de s'assurer que l'outil numérique utilisé est fiable. Une série de modélisations numériques ont donc été réalisées afin de valider le logiciel utilisé (Plaxis 2D) à l'aide des solutions analytiques développées pour les contraintes et déplacements autour d'une ouverture circulaire et les résultats sont présentés dans l'Annexe A (dans le cas d'un modèle élastique linéaire). Une validation supplémentaire a été réalisée pour le logiciel Plaxis 2D en analysant les contraintes autour d'une excavation ellipsoïdale. Les résultats de cette validation sont présentés dans l'Annexe B. Ces étapes de validation sont essentielles pour d'une part vérifier la justesse ou identifier les limitations du code numérique utilisé. D'autre part, ces étapes de validation sont utiles pour comprendre la procédure à suivre dans les modélisations numériques pour obtenir des résultats numériques stables.

Dans un premier temps, une série de modélisations numériques a été effectuée avec PLAXIS 2D dans le but d'estimer les contraintes élastiques induites autour d'ouvertures de chantiers typiques qui ont des épontes parallèles inclinées avec un plafond et un plancher tous deux horizontaux. Au total, 48 géométries de chantier ont été simulées. Les paramètres qui sont variés d'un modèle numérique à l'autre sont la largeur et la hauteur du chantier, l'inclinaison des épontes rocheuses ainsi que l'état des contraintes naturelles in-situ de la masse rocheuse. Les contraintes principales σ_1 et σ_3 au milieu des épontes du chantier ainsi qu'au milieu du toit ont été calculées. Des relations empiriques ont été formulées à l'aide du principe de superposition de la mécanique d'élasticité linéaire. Deux relations empiriques ont été développées, l'une pour calculer les contraintes induites au toit du chantier et l'autre pour calculer les contraintes aux épontes. Ces contraintes élastiques induites autour des ouvertures sont nécessaires lors de l'utilisation de la méthode Mathews-Potvin. Les conclusions suivantes peuvent être tirées de la présente étude numérique :

- Pour des géométries typiques de chantiers souterrains, telles que des rectangles et des parallélogrammes, les relations empiriques donnent une très bonne estimation des contraintes

induites avec un pourcentage d'erreur variant généralement autour de 5% et parfois aux alentours de 10%.

- Les relations empiriques peuvent être appliquées pour un ratio de hauteur sur la largeur de l'ouverture (H/W) variant de 0,1 à 10, pour une inclinaison des épontes β allant de 90° à aussi peu que 45° et ce pour n'importe quelles valeurs assignées à la hauteur et la largeur du chantier.
- Les résultats ont démontré que ces relations empiriques peuvent autant être utilisées pour des masses rocheuses ayant un état de contraintes isotropiques et également non-isotropiques et peuvent calculer des contraintes en compressions et/ou en tension autant au toit du chantier que sur les épontes.
- La prédictibilité de la solution proposée a été vérifiée par des modélisations numériques supplémentaires.

Dans un second temps, une série de modélisations numériques a été réalisée par l'entremise du logiciel PLAXIS 2D afin d'évaluer la stabilité d'une semelle exposée à la base. Les simulations numériques ont permis d'évaluer l'influence de paramètres tels que la profondeur du chantier, les géométries du chantier et de la semelle ainsi que les propriétés mécaniques de la semelle en remblai cimenté et de la masse rocheuse. La stabilité de la semelle a été évaluée en faisant varier la profondeur du chantier de 100 m à 500 m. L'influence de la convergence due à l'excavation au-dessous de la semelle a été prise en compte, qui résulte à un mécanisme de rupture rarement considéré dans la littérature. C'est la rupture par l'écrasement ou par le cisaillement. La cohésion critique c_s a été déterminée en observant la variation des déplacements à la base de la semelle en fonction de la cohésion c_s et les états de plasticité de la semelle. Les paramètres faisant partis de l'analyse paramétrique incluent la largeur W et l'épaisseur e de la semelle, la hauteur H du remblai non-cimenté, l'inclinaison des épontes rocheuses β , le coefficient de pression des terres de la masse rocheuse K_r , son module de Young E_r ainsi que le module de Young du remblai cimenté du E_s . Les résultats principaux de cette étude sont résumés ainsi:

- Les modes de rupture du pilier-semelle varient selon plusieurs facteurs. Cependant, le mécanisme déclencheur de ces ruptures et l'écrasement et le cisaillement engendré par la convergence des épontes rocheuses. Cette convergence est induite par l'excavation d'un chantier sous le pilier-semelle. Ce mécanisme de rupture a rarement été observé dans les

travaux passés sur la stabilité des pilier-semelles. Seulement Hughes (2014) fait mention de ce mécanisme déclencheur.

- L'augmentation des contraintes dans le pilier-semelle mène soit à une augmentation de sa stabilité ou encore à sa détérioration. Une augmentation des contraintes horizontales tend à réduire la stabilité du pilier-semelle dans le cas où le mécanisme déclencheur est l'écrasement causé par la convergence des épontes rocheuses mais augmente la stabilité du pilier-semelle lorsque ce celui-ci est susceptible à céder en flexion. Similairement, une augmentation des contraintes verticales, engendrée par le remblai non-cimenté et sus-jacent au pilier-semelle, tend à déstabiliser le pilier-semelle si celui-ci est susceptible à la rupture en flexion. Cette même augmentation des contraintes verticales tend à stabiliser le pilier-semelle dans le cas où le mécanisme de rupture est l'écrasement puisque l'écrasement exercerait un rôle de confinement.
- La cohésion critique nécessaire c_s pour le pilier-semelle augmente en fonction de la profondeur et ce pour tous les facteurs étudiés.
- Cette cohésion critique nécessaire c_s augmente avec une augmentation de l'angle d'inclinaison du chantier β , de l'épaisseur H du remblai non-cimenté, du coefficient de pression des terres de la masse rocheuse K_r et du module de Young du pilier-semelle.
- La cohésion critique nécessaire c_s diminue avec l'augmentation de l'épaisseur du pilier-semelle e , de la largeur du chantier W et du module de Young de la masse rocheuse E_r .

6.2 Recommandations

En plus de ce qui a été réalisé et présenté dans ce mémoire, d'autres travaux sont nécessaires pour améliorer ou même formuler d'autres relations empiriques pour le calcul des contraintes induites autour de chantiers souterrains et pour permettre une meilleure compréhension de la stabilité des pilier-semelles exposé à la base. Parmi les travaux additionnels à faire, voici ceux que l'on propose concernant la détermination des contraintes induites :

- Des travaux supplémentaires sont nécessaires pour développer des solutions analytiques ou graphiques pour des chantiers tridimensionnels et inclinés. Étant donné que les modèles numériques 2D ont considéré uniquement des déformations planes, les résultats numériques ainsi que les solutions analytiques ne sont donc valides que si la longueur des chantiers est largement supérieure aux autres dimensions (largeur et hauteur). Dans un cas réel, les chantiers miniers peuvent avoir une longueur limitée.

- Des travaux supplémentaires pour formuler des solutions empiriques qui permettent de calculer les contraintes autour de chantiers excavés dans une masse rocheuse ayant un comportement non-élastique linéaire. Dans notre cas, nous avons assumé un comportement élastique linéaire pour la masse rocheuse. À des profondeurs plus grandes, le comportement des roches peut changer et passer d'un comportement linéairement élastique à un comportement non-linéaire et non élastique.
- Des recherches sont nécessaires pour formuler des solutions analytiques ou graphiques plus générales. Dans la pratique, les contraintes principales naturelles peuvent être inclinées ou il n'y a aucune contrainte principale naturelle alignée avec les axes du chantier. Dans cette étude, les épontes des chantiers ont été considérées comme parallèles; même considération pour le toit et le plancher du chantier. Dans la réalité, il peut avoir des chantiers avec des épontes non-parallèles.
- Des travaux futurs pourraient être faits afin de trouver des solutions permettant de mieux évaluer les contraintes induites autour des chantiers typiques, que ce soit pour la méthode Mathews-Potvin ou pour d'autres applications. Les résultats numériques montrent que les valeurs les plus grandes des contraintes principales induites en compression sont situées très proches des coins formés par le toit ou le plancher et les épontes où il y a la concentration des contraintes. De plus, l'emplacement des contraintes en traction maximales varie en fonction du régime des contraintes naturelles appliquées. Le principe de superposition ne peut donc pas être appliqué pour trouver les contraintes maximales en fonction de différents régimes de contraintes naturelles.
- La formulation de relations empiriques pour déterminer les contraintes induites autour d'ouvertures de géométries typiques en considérant une ou plusieurs excavations adjacentes au même niveau ou superposées. Dans notre cas, nous avons assumé une ouverture isolée. Dans la pratique actuelle, il est courant d'avoir plusieurs chantiers en exploitation à un même niveau.
- La formulation de relations empiriques pour déterminer les contraintes induites autour d'ouvertures de géométries typiques en considérant une relation entre la profondeur du chantier et les contraintes naturelles dans la masse rocheuse, et par le fait même le coefficient de pression des terres. Dans ce projet de recherche, nous avons assumé un régime de contrainte naturelle indépendant de la profondeur ainsi que de la rigidité de la masse rocheuse.

- Améliorer les relations empiriques proposées dans ce mémoire en améliorant l'écart d'applicabilité pour le ratio H/W et l'angle d'inclinaison β . Les relations empiriques que nous avons proposées sont applicables seulement pour $0,1 \leq H/W \leq 10$ et pour $45^\circ \leq \beta \leq 90^\circ$.

En ce qui a trait au piliers-semelles exposés à la base, voici les travaux que nous proposons :

- La résistance en compression uniaxiale de la roche intacte σ_{ci} ne semble avoir que très peu d'influence sur la stabilité du pilier-semelle. La cohésion nécessaire c_s pour le pilier-semelle reste pratiquement la même pour une variation de la valeur de UCS de 300 MPa à 350 MPa. Encore une fois, cette tendance est respectée pour toutes les profondeurs évaluées. La cohésion nécessaire c_s n'augmente que très peu en fonction de la profondeur. Comme tous les autres cas précédents, le mécanisme de rupture observé est l'écrasement et le cisaillement. Ce mécanisme déclencheur mène à la rupture par éboulement du pilier-semelle. Ces résultats décevants nécessitent des travaux futurs pour mieux comprendre l'influence de σ_{ci} en fonction de la profondeur. Une résistance très grande à la compression a été attribuée à la masse rocheuse afin d'éviter une rupture de la masse rocheuse lors des simulations numériques.
- Des travaux supplémentaires sur la stabilité des piliers-semelle en considérant des éléments d'interface entre les épontes et les remblais (cimenté et non-cimenté). Les modèles utilisés dans cette étude sont valables pour les cas où il n'y a pas de glissement entre les remblais et les épontes. Dans les cas réels, les épontes rocheuses ont souvent des faces rugueuses et irrégulières. Les ruptures par cisaillement auront lieu probablement à l'intérieur des remblais au lieu. La détermination des résistances minimales nécessaires des remblais cimentés doit être faite par la considération des éléments d'interface entre les épontes et les remblais.
- Des travaux supplémentaires pour évaluer la stabilité des piliers-semelles en considérant l'effet des géométries 3D et des contraintes principales majeure, intermédiaire et mineure. Tout comme la première partie de ce projet de recherche, une limitation des modèles numériques utilisés pour évaluer la stabilité des semelles est liée à la considération des conditions de déformations planes. Les conclusions tirées de ces simulations ne sont donc applicables que pour des chantiers ayant une très grande dimension dans la longueur. À noter qu'en raison du mécanisme de rupture en compression par l'écrasement ou par le cisaillement, on ne peut pas simplement prononcer que la conception basant sur les résultats obtenus ici avec des modèles 2D en déformation plane est conservatrice.

- Des travaux futurs pourraient être entrepris pour évaluer la stabilité des pilier-semelles en considérant des profondeurs de mines au-delà de 500 m et même à des profondeurs de 1000 m à 2000 m. Étant donné que la profondeur de la mine est faible, nous avons assumé un régime de contraintes naturelle relativement faible. À de telles profondeurs, la construction des semelles en remblais cimentés est surtout pour récupérer des piliers de niveau ou pour exploiter des gisements irréguliers de faible épaisseur lorsque le gisement a une mauvaise qualité géomécanique. Dans les pratiques réelles, la méthode de coupe et remblai peut être utilisée pour réduire les risques associés aux coups de terrain lorsque les contraintes naturelles sont très élevées.
- Plus de travaux sont nécessaires pour étudier la stabilité des piliers-semelles et déterminer les résistances minimales nécessaires des semelles en utilisant des modèles constitutifs plus élaborés et plus représentatifs. Le critère de Mohr-Coulomb, utilisé dans nos travaux pour simuler le comportement des remblais, n'est pas très représentatif des géomatériaux cohésifs comme les remblais cimentés, notamment lorsque les contraintes en compression sont très élevées ou lorsque les contraintes sont en traction. Nous recommandons d'utiliser un remblai cimenté ayant un comportement élastique hyperbolique.
- Dans le futur, plus de travaux sont nécessaires pour évaluer les résistances nécessaires des piliers-semelles en prenant compte de l'effet des renforcements installés dans ces piliers-semelles. Dans les simulations numériques réalisées dans ce projet, aucun renforcement n'a été considéré afin de faciliter les simulations numériques. Dans les cas réels, des renforcements tels que des câbles, des grillages, des boulons sont souvent appliqués comme une armature. L'application de ces renforcements augmente la résistance en traction des semelles. On peut prévoir que la considération de la présence d'armatures permettrait de réduire la résistance minimale nécessaire et de diminuer la consommation des liants dans la construction des semelles.
- Des travaux additionnels pour l'évaluation de la stabilité d'un pilier-semelle en considérant des excavations et des chantiers remblayés adjacents au même niveau que le chantier principal pour se rapprocher plus des conditions réelles du terrain. Dans notre cas, nous nous sommes contentés seulement d'une excavation sous-jacente au pilier-semelle.
- Des travaux additionnels pour l'évaluation de l'influence de l'angle de frottement ϕ_s et du coefficient de Poisson μ_s du remblai cimenté sur la cohésion nécessaire requise pour assurer la

stabilité du pilier-semelle. L'analyse paramétrique effectuée dans nos travaux n'a pas considéré l'influence l'angle de frottement ϕ_s et du coefficient de Poisson μ_s du remblai cimenté.

- Des travaux additionnels pour l'évaluation de la stabilité d'un pilier-semelle en considérant un remblai cimenté au-dessus du pilier-semelle. Nos travaux ont considéré un remblai non-cimenté tandis que dans la réalité, un remblai cimenté est utilisé pour remblayer les chantiers dans les méthodes « coupe et remblai ».
- Il est envisagé de faire plus de travaux en considérant des propriétés géomécaniques plus représentatives. Dans nos travaux, nous avons assumé une qualité des roches considérée comme très bonne avec une résistance en compression uniaxiale très élevée pour éviter des ruptures dans les épontes.

BIBLIOGRAPHIE

- Askew, J., McCarthy, P., & Fitzgerald, D. (1978). *Backfill research for pillar extraction at ZC/NBHC*. Communication présentée à Proceedings of 12th Canadian rock mechanics symposium, Sudbury, Ontario (p. 100–110).
- Aubertin, M., Bernier, L. & Bussière, B. (2002). Environnement et gestion des rejets miniers. (CD-ROM), Presses internationales Polytechnique.
- Aubertin, M., & Li, L. (2004). A porosity-dependent inelastic criterion for engineering materials. *International Journal of Plasticity*, 20(12), 2179-2208.
- Aubertin, M., Li, L., Belem, T., & Simon, R. (2008). *Évaluation des pressions dans les chantiers remblayés et sur les barricades*. Communication présentée à Proceedings of the Symposium Rouyn-Noranda: Mines and the Environment, Rouyn-Noranda, Québec, Canada (p. 2-5).
- Aubertin, M., Li, L., & Simon, R. (2000). A multiaxial stress criterion for short-and long-term strength of isotropic rock media. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 37(8), 1169-1193.
- Aubertin, M., Li, L., Simon, R., & Khalfi, S. (1999). Formulation and application of a short-term strength criterion for isotropic rocks. *Canadian Geotechnical Journal*, 36(5), 947-960.
- Barbour, S. L., & Krahn, J. (2004). Numerical modelling–Prediction or process. *Geotechnical News*, 22(4), 44-52.
- Bartlett, F. M., & MacGregor, J. G. (1994). Effect of moisture condition on concrete core strengths. *Materials Journal*, 91(3), 227-236.
- Barton, N. (1976). The shear strength of rock and rock joints. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanical Abstracts*, 13(9), 255–79.
- Barton, N., Lien, R., & Lunde, J. (1974). Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock mechanics*, 6(4), 189-236.
- Bates, R. C., & Wayment, W. R. (1967). *Laboratory study of factors influencing waterflow in mine backfill: classified mill tailings* (vol. 7034): US Dept. of the Interior, Bureau of Mines.
- Beer, A., Stead, D., & Coggan, J. (2002). Technical note estimation of the joint roughness coefficient (JRC) by visual comparison. *Rock mechanics and rock engineering*, 35(1), 65-74.
- Belem, T., & Benzaazoua, M. (2008). Design and application of underground mine paste backfill

- technology. *Geotechnical and Geological Engineering*, 26(2), 147-174.
- Belem, T., Benzaazoua, M., & Bussière, B. (2000). *Mechanical behaviour of cemented paste backfill*. Communication présentée à Proceedings of the 53rd Canadian Geotechnical Conference, Montréal, Canada (p. 373-380).
- Belem, T., Bussière, B., & Benzaazoua, M. (2001). *The effect of microstructural evolution on the physical properties of paste backfill*. Communication présentée à Proceedings of tailings and mine waste (vol. 1, p. 5809).
- Belem, T., Fall, M., Aubertin, M., & Li, L. (2005). *Développement d'une méthode intégrée d'analyse de stabilité des chantiers miniers remblayés*. (Rapport préliminaire no° 1). Institut de Recherche Robert-Sauvé en Santé et en Sécurité du Travail (IRSST): Québec, Canada.
- Belem, T., Harvey, A., Simon, R., & Aubertin, M. (2004). *Measurement and prediction of internal stresses in an underground opening during its filling with cemented fill*. Communication présentée à Proceedings of the fifth international symposium on ground support in mining and underground construction, Perth, Western Australia (p. 619-630).
- Benzaazoua, M., Belem, T., & Bussière, B. (2002). Chemical factors that influence the performance of mine sulphidic paste backfill. *Cement and Concrete Research*, 32(7), 1133-1144.
- Benzaazoua, M., Belem, T., & Jolette, D. (2000). *Investigation de la stabilité chimique et son impact sur la qualité des remblais miniers cimentés: résumé*. (Rapport R-260). Institut de Recherche Robert-Sauvé en Santé et en Sécurité du Travail (IRSST): Québec, Canada.
- Benzaazoua, M., Belem, T., & Yilmaz, E. (2006). Novel lab tool for paste backfill. *Canadian Mining Journal*, 127(3), 31-31.
- Benzaazoua, M., Bois, D., Belem, T., Gauthier, P., Ouellet, S., Fall, M., & St-Onge, J.-F. (2005). *Remblais souterrains, évolution des connaissances et de la pratique*. Communication présentée à 20^{ième} Colloque Contrôle de terrains, Association Minière du Québec, Val d'Or, Québec, Canada (23 p).
- Benzaazoua, M., Bussière, B., Demers, I., Aubertin, M., Fried, É., & Blier, A. (2008). Integrated mine tailings management by combining environmental desulphurization and cemented paste backfill: Application to mine Doyon, Quebec, Canada. *Minerals engineering*, 21(4), 330-340.

- Benzaazoua, M., Fall, M., & Belem, T. (2004). A contribution to understanding the hardening process of cemented pastefill. *Minerals engineering*, 17(2), 141-152.
- Beruar, O., Thibodeau, D., Sharan, S., & Cai, M. (2013). *Consideration of post-peak response of the pillar-rock system in sill pillar design*. Communication présentée à Proceedings of the 23rd World Mining Congress. Canadian Institute of Mining, Metallurgy and Petroleum, Montréal, Canada.
- Bewick, R., & Kaiser, P. (2009). *Numerical assessment of factor B in Mathews' method for open stope design*. Communication présentée à Proceedings of the 3rd CANUS Rock Mechanics Symposium, Toronto, ON, Canada (vol. 1113).
- Blake, W., & Hedley, D. G. (2003). *Rockbursts: case studies from North American hard-rock mines*: SME.
- Blake, W., & MacLaughlin, M. (2005). Design Spans–Underhand Cut and Fill Mining. Communication présentée à 107th CIM-AGM, Toronto.
- Blight, G. (2005). *Assessing loads on silos and other bulk storage structures: research applied to practice*: CRC Press.
- Börjesson, L. (1981). *Mechanical properties of hydraulic backfill*. Communication présentée à Conference on the Application of Rock Mechanics to Cut and Fill Mining, IMM, London, Canada (p. 193-198).
- Brady, B. H., & Brown, E. T. (2013). *Rock mechanics: for underground mining*: Springer Science & Business Media.
- Brechtel, C. E., Struble, G. R., & Guenther, B. (1999). *The evaluation of cemented rockfill spans at the Murray mine*. Communication présentée à The 37th US Symposium on Rock Mechanics (USRMS), Vail Rocks, USA (p. 481-487).
- Brinkgreve, R., & Vermeer, P. (1998). Plaxis finite element code for soil and rock analysis-Version 7. *Plaxis BV, The Netherlands*.
- Brummer, R. K., Andrieux, P. P., & O'Connor, C. P. (2003). Stability analyses of undermined sill mats for base metal mining. Dans Brummer et al. (eds), *FLAC and Numerical Modelling in Geomechanics* (p. 189-195). Swets and Zeitlinger: Lisse.
- Bussiere, B. (2007). Colloquium 2004: Hydrogeotechnical properties of hard rock tailings from metal mines and emerging geoenvironmental disposal approaches. *Canadian Geotechnical Journal*, 44(9), 1019-1052.

- Bussière, B., Demers, I., Dawood, I., Plante, B., Aubertin, M., Peregoedova, A., . . . Benzaazoua, M. (2011). *Comportement géochimique et hydrogéologique des stériles de la mine Lac Tio*. Communication présentée à Proceedings of the Symposium sur l'Environnement et les Mines, Rouyn-Noranda, Canada. CIM. [CD-ROM].
- Caceres, C. (2005). *Effect of delayed backfill on open stope mining methods*. (Thèse de doctorat, University of British Columbia, Vancouver, Canada).
- Caceres, C., Pakalnis, R., Hughes, P., & Brady, T. *Numerical modeling approach of failure modes for cemented backfill sill mats*. (2007). Communication présentée à 1st Canada-US Rock Mechanics Symposium. American Rock Mechanics Association, Vancouver, Canada.
- Caceres, C., Moffat, R., & Pakalnis, R. (2017). Evaluation of flexural failure of sill mats using classical beam theory and numerical models. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 99, 21-27.
- Cai, M. (2013). Principles of rock support in burst-prone ground. *Tunneling and Underground Space Technology*, 36, 46-56.
- Carranza-Torres, C. (2004). Elasto-plastic solution of tunnel problems using the generalized form of the Hoek-Brown failure criterion. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 41, 629-639.
- Carranza-Torres, C., & Fairhurst, C. (1999). The elasto-plastic response of underground excavations in rock masses that satisfy the Hoek–Brown failure criterion. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 36(6), 777-809.
- Chapuis, R. P. (2012). Influence of element size in numerical studies of seepage: unsaturated zones, steady-state. *Geotechnical news*, 30(3), 30.
- Chapuis, R. P. (2012). Influence of element size in numerical studies of seepage: unsaturated zones, steady-state. *Geotechnical news*, 30(3), 30.
- Chapuis, R. P., Chenaf, D., Bussière, B., Aubertin, M., & Crespo, R. (2001). A user's approach to assess numerical codes for saturated and unsaturated seepage conditions. *Canadian Geotechnical Journal*, 38(5), 1113-1126.
- Cheng, Y., Lansivaara, T., & Wei, W. (2007). Two-dimensional slope stability analysis by limit equilibrium and strength reduction methods. *Computers and Geotechnics*, 34(3), 137-150.

- Chou, L. C. (2012). *Caractérisation des propriétés mécaniques du remblai minier rocheux cimenté par des méthodes non-destructives*. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Montréal, Canada).
- Clark, L. M., & Pakalnis, R. C. (1997). *An empirical approach for estimating unplanned dilution from open stope hangingwalls and footwalls*. Communication présentée à Proceedings of 99th Annual General Meeting, CIM, Vancouver, B.C, Canada, 1997.
- Coulomb, C. A. (1773). Essai sur une application des règles de maximis et minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture. *Mem. Div. Sav. Acad.*, 7.
- Darling, P. (2011). *SME mining engineering handbook* (vol. 1): SME.
- De Souza, E., Archibald, J., & Dirige, A. (2003). *Economics and perspectives of underground backfill practices in Canadian mining*. Communication présentée à 105th Annual General Meeting of the Canadian Institute of Mining, Metallurgy and Petroleum. Montréal (15 p.).
- De Souza, E., Degagne, D., & Archibald, J. F. (2001). *Minefill applications, practices and trends in Canadian mines*. Communication présentée à Minefill 2001: 7th International Symposium on Mining with Backfill, Seattle, Washington (p. 311-319).
- Desai, C. S., & Siriwardane, H. J. (1984). *Constitutive laws for engineering materials with emphasis on geologic materials*: Prentice-Hall.
- Diederichs, M., & Kaiser, P. (1999). Tensile strength and abutment relaxation as failure control mechanisms in underground excavations. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 36(1), 69-96.
- Diederichs, M., Kaiser, P., & Eberhardt, E. (2004). Damage initiation and propagation in hard rock during tunnelling and the influence of near-face stress rotation. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 41(5), 785-812.
- Diederichs, M., Lato, M., Hammah, R., & Quinn, P. (2007). *Shear strength reduction (SSR) approach for slope stability analyses*. Communication présentée à Proceedings of the 1st Canada-US rock mechanics symposium, Vancouver, Canada (p. 319-327).
- Dirige, A., Archibald, J., Clarke, R., Hilkewich, T., & Frank, T. (2008). *The effect of different mixing techniques on the strength behavior of paste backfill*. Communication présentée à The 42nd US Rock Mechanics Symposium (USRMS), San Francisco, USA (p. 1569-1575).
- Dirige, P. A. & De Souza, E. (2007). *Engineering Design of Backfill Systems in Undercut Mining*. Communication présentée à Proceedings of the 9th International Symposium in Mining

- with Backfill (Minefill 2007), Montréal, Canada.
- Donovan, J., Dawson, J., & Bawden, W. (2007). *David Bell Mine underhand cut and fill sill mat test*. Communication présentée à Proceedings of the 9th International Symposium in Mining with Backfill, Montréal, Canada (vol. 29).
- Donovan, J. G. (1999). *The effects of backfilling on ground control and recovery in thin-seam coal mining*. (Thèse de doctorat, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, Virginia).
- Drucker, D., Prager, W., & Greenberg, H. (1952). Extended limit design theorems for continuous media. *Quarterly of Applied Mathematics*, 9(4), 381-389.
- Duncan, J. M. (2013). *Slope stability then and now*. Communication présentée à Geo-Congress 2013: Stability and Performance of Slopes and Embankments III, ACSE, Reston, USA (p. 2184-2203).
- El Mkadmi, N., (2012). *Simulations du comportement géotechnique des remblais dans les chantiers miniers: effet du drainage et de la consolidation*. (Mémoire de Maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Montréal, Canada).
- El Mkadmi, N., Aubertin, M., Li, L. (2011). *Numerical analysis of the early response of paste backfill in a vertical stope*. Communication présentée à Mines without borders, Montréal, Québec (p. 68-78).
- El Mkadmi, N., Aubertin, M., & Li, L. (2011). *The effect of transient drainage on the stress state in backfilled mine stopes*. Communication présentée à Proceeding of the 2011 Pan-Am CGS Geotechnical Conference, Toronto, Canada (p. 2-6).
- El Mkadmi, N., Aubertin, M., & Li, L. (2013). Effect of drainage and sequential filling on the behavior of backfill in mine stopes. *Canadian Geotechnical Journal*, 51(1), 1-15.
- Exadaktylos, G., & Stavropoulou, M. (2002). A closed-form elastic solution for stresses and displacements around tunnels. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 39(7), 905-916.
- Falaknaz, N. (2014). *Analysis of the geomechanical behavior of two adjacent backfilled stopes based on two and three-dimensional numerical simulations*. (Thèse de doctorat, École Polytechnique de Montréal, Montréal, Canada).
- Falaknaz, N., Aubertin, M., & Li, L. (2015). Numerical analyses of the stress state in two neighboring stopes excavated and backfilled in sequence. *International Journal of*

- Geomechanics*, 15(6), 04015005.
- Falaknaz, N., Aubertin, M., & Li, L. (2015). Evaluation of the stress state in two adjacent backfilled stopes within an elasto-plastic rock mass. *Geotechnical and Geological Engineering*, 1-24.
- Falaknaz, N., Aubertin, M., & Li, L. (2015). Numerical investigation of the geomechanical response of adjacent backfilled stopes. *Canadian Geotechnical Journal*, 52(10), 1507-1525.
- Fall, M., Belem, T., Samb, S., & Benzaazoua, M. (2007). Experimental characterization of the stress-strain behaviour of cemented paste backfill in compression. *Journal of materials science*, 42(11), 3914-3922.
- Fall, M., & Benzaazoua, M. (2005). Modeling the effect of sulphate on strength development of paste backfill and binder mixture optimization. *Cement and Concrete Research*, 35(2), 301-314.
- Fall, M., Benzaazoua, M., & Ouellet, S. (2004). *Effect of tailings properties on paste backfill performance*. Communication présentée à Proceedings of the 8th International Symposium on Mining with Backfill, Beijing, China (p. 193-202).
- Fall, M., Célestin, J., Pokharel, M., & Touré, M. (2010). A contribution to understanding the effects of curing temperature on the mechanical properties of mine cemented tailings backfill. *Engineering Geology*, 114(3), 397-413.
- Farsangi, P. N. (1996). *Improving cemented rockfilled design in open stoping*. (Thèse de doctorat, McGill University, Montréal, Canada).
- Gamache-Rochette, A. (2004). *Une étude de caractérisation en laboratoire et sur le terrain des écoulements de l'eau dans les roches stériles*. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Montréal, Canada).
- Gerçek, H. (1997). An elastic solution for stresses around tunnels with conventional shapes. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 34(3-4), 96. e91-96. e14.
- Germain, P., & Hadjigeorgiou, J. (1998). *Influence of stope geometry on mining performance*. Communication présentée à 100th Annual General Meeting, Canadian Institute of Mining, Metallurgy and Petroleum, Vancouver, Canada (CD-ROM).
- Ghosh, S., & Prasad Sharma, R. (2012). Seismic active earth pressure on the back of battered retaining wall supporting inclined backfill. *International Journal of Geomechanics*, 12(1), 54-63.

- Godbout, J., Bussière, B., Aubertin, M., and Belem, T. (2007). *Evolution of cemented paste backfill saturated hydraulic conductivity at early curing time*. Communication présentée à Proc., 60th Canadian Geotechnical Conf. & 8th Joint CGS/IAH-CNC Groundwater Conf., Canadian Geotechnical Society, Ottawa, Canada (p. 2230–2236).
- Goel, S., & Patra, N. (2008). Effect of arching on active earth pressure for rigid retaining walls considering translation mode. *International Journal of Geomechanics*, 8(2), 123-133.
- Grabinsky, M. (2010). *In situ monitoring for ground truthing paste backfill designs*. Communication présentée à Proceedings of the 13th international seminar on paste and thickened tailings, Australian Centre for Geomechanics, Toronto, Canada (p. 85–98).
- Greco, V. (2013). Active thrust on retaining walls of narrow backfill width. *Computers and Geotechnics*, 50, 66-78.
- Grice, T., (1998). *Underground mining with backfill*. Communication présentée à Proceedings of 2nd Annual Summit, Mine Tailings Disposal Systems. Brisbane, Australian, Australasian Institute of Mining and Metallurgy, Carlton South, Australia (p. 14).
- Hadjigeorgiou, J., Leclair, J., and Potvin, Y. (1995). *An update of the stability graph method for open slope design*. Communication présentée à CIM Rock Mechanics and Strata Control session, Halifax, Nova Scotia, (p.14-18).
- Hart, R. (1980). *Geotechnical modelling of a cut and fill mining operation*. Communication présentée à Proceedings of the Conference on the Application of Rock Mechanics to Cut and Fill Mining, Institute of Mining and Metallurgy, Lulea, Suède (p. 307-315).
- Hartman, H. L., & Britton, S. G. (1992). *SME mining engineering handbook* (vol. 2): Society for Mining, Metallurgy, and Exploration Denver.
- Hassani, F., & Archibald, J. (1998). *Mine backfill*. (CD-ROM). Canadian Institute of Mining, Metallurgy and Petroleum, Montréal.
- Hassani, F., & Bois, D. (1989). Economic and technical feasibility for backfill design in Quebec underground mines. Final report 1/2, Canada-Quebec Mineral Development Agreement. *Research and Development in Quebec Mines. Contract No. EADM, 1992*.
- Herget, G. (1988). *Stresses in rock*: Balkema Rotterdam.
- Hernandez, M. A. (2007). *Une étude expérimentale des propriétés hydriques des roches stériles et autres matériaux à granulométrie étalée*. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Montréal, Canada).

- Hiramatsu, Y. (1962). Stress around a shaft or level excavated in ground with a three-dimensional stress state. *Memoirs of the Faculty of Engineering, Kyoto University*, 24(1), 56-76.
- Hiramatsu Y, Oka Y. (1968). Determination of the stress in rock unaffected by boreholes or drifts, from measured strains or deformations. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 5, 337-353.
- Hoek, E., & Brown, E. T. (1980). *Underground excavations in rock*. London: Institution of Mining and Metallurgy.
- Hoek E, Carranza Torres C, Corkum, B. (2002). *Hoek–Brown failure criterion—2002 edition*. Communication présentée à Proceedings of the Fifth North American Rock Mechanics Symposium, Toronto, Canada (p. 267–73).
- Hoek, E., Kaiser, P. K., & Bawden, W. F. (1998). *Support of underground excavations in hard rock*: CRC Press.
- Hughes, P. (2014). *Design guidelines: underhand cut and fill cemented paste backfill sill beams*. (Thèse de doctorat, University of British Columbia, Vancouver, Canada).
- Hughes, P., Pakalnis, R., Caceres, C., Blake, W., & Brady, T. (2006). *Numerical modeling of paste sills in underhand cut & fill stopes*. Communication présentée à Third International Seminar on Deep and High Stress Mining, Québec, Canada (p.1-10).
- Hughes, P., Pakalnis, R., Deen, J., & Ferster, M. (2013). *Cemented Paste Backfill at Stillwater Mine*. Communication présentée à 47th US Rock Mechanics/Geomechanics Symposium, San Francisco, USA (p. 1230-1236).
- Hughes, P., Pakalnis, R., Hitch, M., & Corey, G. (2010). Composite paste barricade performance at Goldcorp Inc. Red Lake Mine, Ontario, Canada. *International Journal of Mining, Reclamation and Environment*, 24(2), 138-150.
- Hustrulid, W., Qianyuan, Y., & Krauland, N. (1989). Modeling of cut-and-fill mining systems—Näsliden revisited. *Innovation in mining backfill technology*, 147-164.
- Hustrulid, W. A., Hustrulid, W. A., & Bullock, R. C. (2001). *Underground mining methods: Engineering fundamentals and international case studies*: SME.
- Hutchinson, D. J., & Diederichs, M. S. (1996). *Cablebolting in underground mines*: BiTech Publishers.

- Jahanbakhshzadeh, A. (2016). *Analyse du comportement géomécanique des remblais miniers dans des excavations souterraines inclinées*. (Thèse de doctorat, École Polytechnique de Montréal, Montréal, Canada).
- Jahanbakhshzadeh, A., Aubertin, M., & Li, L. (2017). A new analytical solution for the stress state in inclined backfilled mine stopes. *Geotechnical and Geological Engineering*, 35(3), 1151-1167.
- Janssen, H. A. (1895). Versuche über getreidedruck in silozellen. *Zeitschr. d. Vereines deutscher Ingenieure*, 39(35), 1045-1049.
- Kaiser, P., Falmagne, V., Suorineni, F., Diederichs, M., & Tannant, D. (1997). *Incorporation of rock mass relaxation and degradation into empirical stope design*. Communication présentée à 99th CIM Annual General Meeting, CIM, Vancouver, Canada (p. 15).
- Khaldoun, A., Ouadif, L., Baba, K., & Bahi, L. (2016). Valorization of mining waste and tailings through paste backfilling solution, Imiter operation, Morocco. *International Journal of Mining Science and Technology*, 26(3), 511-516.
- Kirsch, G. (1898). Die Theorie der Elastizität und die Bedürfnisse der Festigkeitslehre. *Zeit. Ver. Deut. Ing. d.*, 42, 797-807.
- Knutsson, S. (1981). *Stresses in the hydraulic backfill from analytical calculations and in-situ measurements*. Communication présentée à Conference on the Application of Rock Mechanics to Cut and Fill Mining, Lulea, Suède (p. 261-268).
- Koupouli, N. J., Belem, T., Rivard, P., & Effenguet, H. (2016). Direct shear tests on cemented paste backfill–rock wall and cemented paste backfill–backfill interfaces. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 8(4), 472-479.
- Kovrizhnykh, A. (2004). Plane stress equations for the Von Mises–Schleicher yield criterion. *Journal of applied mechanics and technical physics*, 45(6), 894-901.
- Krahn, J., 2007. *Limit equilibrium, strength summation and strength reduction methods for assessing stability*. Communication présentée à Proceedings of 1st Canada-U.S. Rock Mechanics Symposium, Vancouver, B.C., Canada (p. 28–30).
- Kutzner, C. (1997). *Earth and Rockfill Dams: Principles for Design and Construction*: CRC Press.
- Landriault DA, Verburg R, Cincilla W, Welch D (1997) Paste technology for underground backfill and surface tailings disposal applications. Short course notes, Canadian Institute of Mining

- and Metallurgy, Technical workshop—April 27, Vancouver, British Columbia, Canada, 120 pp.
- Lang, B. D. A. (1994). *Span design for entry-type excavations*. (Thèse de doctorat, University of British Columbia, Vancouver, Canada).
- le Roux, K., Bawden, W. F., & Grabinsky, M. F. (2005). Field properties of cemented paste backfill at the Golden Giant mine. *Mining Technology*, 114(2), 65-80.
- Lessard, G. (2011). *Essais d'infiltration sur la halde à stériles Petit-Pas de la mine Tio, Havre- St-Pierre*. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Montréal, Canada).
- Li, L. (1997). *Étude expérimentale du comportement hydromécanique d'une fracture*. (Thèse de doctorat, Université Paris 7, Paris, France).
- Li, L. (2013). Generalized solution for mining backfill design. *International Journal of Geomechanics*, 14(3), 04014006.
- Li, L. (2014). Analytical solution for determining the required strength of a side-exposed mine backfill containing a plug. *Canadian Geotechnical Journal*, 51(5), 508-519.
- Li, L., & Aubertin, M. (2008). An improved analytical solution to estimate the stress state in subvertical backfilled stopes. *Canadian Geotechnical Journal*, 45(10), 1487-1496.
- Li, L., & Aubertin, M. (2009a). Influence of water pressure on the stress state in stopes with cohesionless backfill. *Geotechnical and Geological Engineering*, 27(1), 1.
- Li, L., & Aubertin, M. (2009b). A three-dimensional analysis of the total and effective stresses in submerged backfilled stopes. *Geotechnical and Geological Engineering*, 27(4), 559-569.
- Li, L., & Aubertin, M. (2009c). Numerical investigation of the stress state in inclined backfilled stopes. *International Journal of Geomechanics*, 9(2), 52-62.
- Li, L., & Aubertin, M. (2010). An analytical solution for the nonlinear distribution of effective and total stresses in vertical backfilled stopes. *Geomechanics and Geoengineering: An International Journal*, 5(4), 237-245.
- Li, L., & Aubertin, M. (2012). A modified solution to assess the required strength of exposed backfill in mine stopes. *Canadian Geotechnical Journal*, 49(8), 994-1002.
- Li, L., & Aubertin, M. (2014). An improved method to assess the required strength of cemented backfill in underground stopes with an open face. *International Journal of Mining Science and Technology*, 24(4), 549-558.
- Li, L., Aubertin, M., & Belem, T. (2005). Formulation of a three-dimensional analytical solution

- to evaluate stresses in backfilled vertical narrow openings. *Canadian Geotechnical Journal*, 42(6), 1705-1717.
- Li, L., Aubertin, M., & Belem, T. (2006). Erratum: Formulation of a three-dimensional analytical solution to evaluate stresses in backfilled vertical narrow openings. *Canadian Geotechnical Journal*, 43(3), 338-340.
- Li, L., Aubertin, M., & Shirazi, A. (2010). Implementation and application of a new elastoplastic model based on a multiaxial criterion to assess the stress state near underground openings. *International Journal of Geomechanics*, 10(1), 13-21.
- Li, L., Aubertin, M., Shirazi, A., Belem, T., & Simon, R. (2007). *Stress distribution in inclined backfilled stopes*. Communication présentée à Proceedings of the 9th International Symposium in Mining with Backfill, CIM, Montréal, Québec (CD-ROM).
- Li, L., Aubertin, M., & Simon, R. (2017). The MSDPu multiaxial criterion for the strength of rocks and rock masses. *Rock Mechanics and Engineering Volume 1: Principles*, 397.
- Li, L., Aubertin, M., Simon, R., & Bussière, B. (2005). Formulation and application of a general inelastic locus for geomaterials with variable porosity. *Canadian Geotechnical Journal*, 42(2), 601-623.
- Li, L., and Ouellet, S. (2009). Analyse préliminaire pour le dimensionnement des travaux souterrains. Projet Bracemac-McLeod, Rapport soumis à Xstata Zinc.
- Liu, G., Li, L., Yang, X., & Guo, L. (2016a). Numerical analysis of stress distribution in backfilled stopes considering interfaces between the backfill and rock walls. *International Journal of Geomechanics*, 17(2), 06016014.
- Liu, G., Li, L., Yang, X., & Guo, L. (2016b). A numerical analysis of the stress distribution in backfilled stopes considering nonplanar interfaces between the backfill and rock walls. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 10(3), 271-282.
- Liu, G., Li, L., Yang, X. & Guo, L. (2016c). Stability analyses of vertically exposed cemented backfill: A revisit to Mitchell's physical model tests. *International Journal of Mining Science and Technology*, 26(6), 1135-1144.
- Liu, G., Li, L., Yang, X., & Guo, L. (2018). Required strength estimation of a cemented backfill with the front wall exposed and back wall pressured. *International Journal of Mining and Mineral Engineering*, 9(1), 1-20.

- Marcinyshyn, K.W. (1996). *Sill Mat Design for Narrow Vein Mining*. (Mémoire de maîtrise, University of British Columbia, Vancouver, Canada).
- Marston, A. (1930). The theory of external loads on closed conduits in the light of latest experiments. *Bulletin No. 96*, Iowa Engineering Experiment Station, Ames, Iowa.
- Mathews, K., Hoek, E., Wyllie, D., & Stewart, S. (1981). Prediction of stable excavation spans at depths below 1000m in hard rock mines. *CANMET Report, DSS Serial No. OSQ80-00081*.
- Mawdesley, C., Trueman, R., & Whiten, W. (2001). Extending the Mathews stability graph for open-stope design. *Mining Technology*, 110(1), 27-39.
- Michalowski, R., & Park, N. (2004). Admissible stress fields and arching in piles of sand. *Geotechnique*, 54(8), 529-538.
- Milne, D., Pakalnis, R., & Felderer, M. (1996). *Surface geometry assessment for open stope design*. Communication présentée à Rock Mechanics: Proc. Of the 2nd North American Rock Mechanics Symposium, Kingston, Ontario (p. 315-322).
- Mitchell, R. (1991). Sill mat evaluation using centrifuge models. *Mining Science and Technology*, 13(3), 301-313.
- Mitchell, R., & Roettger, J. (1989). Analysis and modelling of sill pillars. *Innovations in mining backfill technology*. Balkema, Rotterdam, 53-62.
- Mitchell, R. J., Olsen, R. S., & Smith, J. D. (1982). Model studies on cemented tailings used in mine backfill. *Canadian Geotechnical Journal*, 19(1), 14-28.
- Mitchell, R. J., & Wong, B. C. (1982). Behaviour of cemented tailings sands. *Canadian Geotechnical Journal*, 19(3), 289-295.
- Nantel, J. (1998). *Recent developments and trends in backfill practices in Canada*. Communication présentée à Proceedings of the sixth international symposium on mining with backfill, Minefill 98, AIMM, Brisbane (p. 11-14).
- Nasir, O., & Fall, M. (2008). Shear behaviour of cemented pastefill-rock interfaces. *Engineering Geology*, 101(3), 146-153.
- Nicholson, D. E., & Wayment, W. R. (1964). *Properties of hydraulic backfills and preliminary vibratory compaction tests*: US Department of the Interior, Bureau of Mines.
- Nicholson, D. E., & Wayment, W. R. (1967). *Vibratory compaction of mine hydraulic backfill* (vol. 6922): US Dept. of the Interior, Bureau of Mines.

- Nickson, S.D. (1992). *Cable support guidelines for underground hard rock mine operations*. (Thèse de doctorat, University of British Columbia, Vancouver, Canada).
- Ouattara, D. (2017). *Étude expérimentale des propriétés rhéologiques et mécaniques des remblais miniers en pâte cimentés incorporant des superplastifiants*. (Thèse de doctorat, Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue, Rouyn-Noranda, Canada).
- Ouellet, J., Hassani, F., & Zhu, Z. (2004). *Paste backfill behaviour in a bulk mine in situ stress measurement and monitoring*. Communication présentée à Proceedings of the 8th International Symposium on Mining with Backfill: Minefill, Beijing, China (p. 273-280).
- Ouellet, J., & Servant, S. (2000). In-situ mechanical characterization of a paste backfill with a self-boring pressuremeter. *CIM bulletin*, 93(1042), 110-115.
- Oulbacha, Z. (2014). *Analyse numérique de la stabilité des piliers-dalle en remblai cimenté : une vérification des modèles de Mitchell*. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Montréal, Canada).
- Paik, K., & Salgado, R. (2003). Estimation of active earth pressure against rigid retaining walls considering arching effects. *Géotechnique*, 53(7), 643-654.
- Pakalnis, R., Caceres, C., Clapp, K., Morin, M., Brady, T., Williams, T., & MacLaughlin, M. (2005). Design spans-underhand cut and fill mining. Communication présentée à Proceedings of 107th CIM-AGM, Toronto, Canada.
- Pan, X. D., & Hudson, J. A. (1988). Plane strain analysis in modelling three-dimensional tunnel excavations. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 25(5), 331–337.
- Pan, X. D., & Hudson, J. A. (1988). *A simplified three-dimensional Hoek–Brown yield criterion*. Communication présentée à Rock mechanics & power plants, Rotterdam (p. 95–104).
- Papaioanou, A., & Suorineni, F. (2016). Development of a generalised dilution-based stability graph for open stope design. *Mining Technology*, 125(2), 121-128.
- Peregeodova, A. (2012). *Étude expérimentale des propriétés hydrogéologiques des roches stériles à une échelle intermédiaire de laboratoire*. (Mémoire de Maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Montréal, Canada).
- Pierce, M. E. (1999). *Laboratory and numerical analysis of the strength and deformation behaviour of paste backfill*. (Mémoire de maîtrise, Queen's University, Kingston, Canada).

- Pirapakaran, K., and Sivakugan, N. (2007a). A laboratory model to study arching within a hydraulic fill stope. *Geotechnical Testing Journal.*, 30(6), 1–8.
- Pirapakaran, K., & Sivakugan, N. (2007b). Arching within hydraulic fill stopes. *Geotechnical and Geological Engineering*, 25(1), 25-35.
- Potvin, Y. (1988). *Empirical open stope design in Canada*. (Thèse de doctorat, University of British Columbia, Vancouver, Canada).
- Potvin, Y., & Hadjigeorgiou, J. (2001). The stability graph method for open-stope design. *Underground Mining Methods: Engineering Fundamentals and International Case Studies* (p. 513-520). Littleton, USA: Society of Mining, Metallurgy and Exploration.
- Potvin, Y., Hudyma, M., & Miller, H. D. S. (1989). Design guidelines for open stope support. *CIM Bulletin*, 82(926), 53-62.
- Potvin, Y. & Milne, D. (1992). *Empirical cable bolt support design*. Balkema, Rotterdam.
- Potvin, Y., & Thomas, E. (2005). *Handbook on mine fill*: Australian Centre for Geomechanics.
- Rajeev, P., Sumanasekera, P., & Sivakugan, N. (2016). Lateral variation of the vertical stress in underground mine stopes filled with granular backfills. *Geotechnical and Geological Engineering*, 34(2), 481-492.
- Rankine, K., & Sivakugan, N. (2005). Drainage characteristics and behaviour of hydraulically placed mine fill and fill barricades. Vol. 16, pp. 579, AA Balkema Publishers.
- Rankine, K., Sivakugan, N., & Cowling, R. (2006). Emplaced geotechnical characteristics of hydraulic fills in a number of Australian mines. *Geotechnical and Geological Engineering*, 24(1), 1-14.
- Sainsbury, D., & Urie, R. (2007). *Stability analysis of horizontal and vertical paste fill exposures at the Raleigh Mine*. Communication présentée à Proceedings of CIM MineFill2007 Conference, Montréal, Canada (9 p.).
- Salençon, J. (1969). Contraction quasi-statique d'une cavité à symétrie sphérique ou cylindrique dans un milieu élastoplastique. *Annales Des Ponts Et Chaussées* 1969, 4, 231-236.
- Scoble, M., & Moss, A. (1994). Dilution in underground bulk mining: implications for production management. *Geological Society, London, Special Publications*, 79(1), 95-108.
- Shelke, A., & Patra, N. (2008). Effect of arching on uplift capacity of pile groups in sand. *International Journal of Geomechanics*, 8(6), 347-354.

- Sheshpari, M. (2015). Failures in Backfilled Stopes and Barricades in Underground Mines. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 20, 191-212.
- Shukla, S., Gaurav, & Sivakugan, N. (2009). A simplified extension of the conventional theory of arching in soils. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 3(3), 353-359.
- Singh, S., Sivakugan, N., & Shukla, S. (2009). Can soil arching be insensitive to ϕ ? *International Journal of Geomechanics*, 10(3), 124-128.
- Sohbi, A. (2014). *Analyse numérique visant l'évaluation du coefficient de pression des terres et des contraintes dans des chantiers remblayés au-dessus d'un pilier-dalle*. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Montréal, Canada).
- Sobhi, M. A., & Li, L. (2017). Numerical investigation of the stresses in backfilled stopes overlying a sill mat. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 9(3), 490-501.
- Sobhi, M. A., Li, L., & Aubertin M. (2017). Numerical investigation of the earth pressure coefficient along the central line of backfilled stopes. *Canadian Geotechnical Journal* 2017, 54, 138–145.
- Stewart, S., & Forsyth, W. (1995). The Mathew's method for open stope design. *CIM bulletin*, 88(992), 45-53.
- Stone, D. (1993). *The optimization of mix designs for cemented rockfill*. Communication présentée à Minefill 93, Proc. 5th Int. Symp. on Mining with Backfill, SAIMM, Johannesburg, Afrique du Sud (p. 249-253).
- Su, K., Li, Y. (2009). *Discussion of extended Drucker-Prager yield criterion in slope stability analysis*. Communication présentée Power and Energy Engineering Conference, APPEEC 2009, Asia-Pacific, Wuhan, Chine (p. 1-4). IEEE.
- Sunwoo, C., Jung, Y.-B., & Karanam, U. R. (2006). Stability assessment in wide underground mine openings by Mathews' stability graph method. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 21(3), 246.
- Suorineni, F.T. (1998). *Effects of faults and stress on open stope design*. (Thèse de doctorat, University of Waterloo, Waterloo, Canada).
- Suorineni, F., Henning, J., & Kaiser, P. (2001). *Narrow-vein mining experiences at Ashanti: case study*. Communication présentée à Proc. Int. Symp. on 'Mining techniques of narrow-vein deposits', Val'dor, Québec, Canada (p. 57-62).
- Suorineni, F., Kaiser, P., & Tannant, D. (2001). Likelihood statistic for interpretation of the

- stability graph for open stope design. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 38(5), 735-744.
- Suorineni, F., Tannant, D., & Kaiser, P. (1999). Determination of fault-related sloughage in open stopes. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 36(7), 891-906.
- Suorineni, F.T., Tannant, D.D., & Kaiser, P.K. (1999). Fault factor for the stability graph method of open-stope design. *Trans. Institut. Min. Metallurg. (Sect. A: Mining Indust.)* 108, A92–A104.
- Suorineni, F., Tannant, D., Kaiser, P., & Dusseault, M. (2001). Incorporation of a fault factor into the stability graph method: Kidd mine case studies. *Mineral resources engineering*, 10(01), 3-37.
- Suorineni, F. T. (2010). The stability graph after three decades in use: experiences and the way forward. *International Journal of Mining, Reclamation and Environment*, 24(4), 307-339.
- Suorineni, F. T. (2012). A critical review of the stability graph method for open stope design. *MassMin 2012*, 10-14.
- Take, W., & Valsangkar, A. (2001). Earth pressures on unyielding retaining walls of narrow backfill width. *Canadian Geotechnical Journal*, 38(6), 1220-1230.
- Terzaghi, K. (1936). *Stress distribution in dry and in saturated sand above a yielding trap-door*. Communication présentée à Proceedings of 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge, Mass, Vol. 1 (p. 307–311).
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical soil mechanics*, John Wiley & Sons, New York.
- Tesarik, D., Seymour, J., & Jones, F. (2003). *Determination of in situ deformation modulus for cemented rockfill*. Communication présentée à Proceedings of ISRM 2003–Technology Roadmap for Rock Mechanics, Johannesburg, South Africa (p. 1209–1220).
- Tesarik, D., Seymour, J., Martin, L., & Jones, F. (2007). *Numeric Model of a Cemented Rockfill Span Test at the Turquoise Ridge Mine, Golconda, Nevada, USA*. Communication présentée à Proceedings of Minefill 2007, Montréal, Canada.
- Tesarik, D., Seymour, J., & Yanske, T. (2009). Long-term stability of a backfilled room-and-pillar test section at the Buick Mine, Missouri, USA. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 46(7), 1182-1196.

- Thomas E.G., Holtham P.N. (1989). *The basics of preparation of deslimed mill tailing hydraulic fill*. Communication présentée à Proceedings of the Innovations in Mining Backfill Technology, Balkema, Rotterdam (p. 425–432).
- Thompson, B., Bawden, W., & Grabinsky, M. (2012). In situ measurements of cemented paste backfill at the Cayeli Mine. *Canadian Geotechnical Journal*, 49(7), 755-772.
- Ting, C. H., Shukla, S. K., & Sivakugan, N. (2010). Arching in soils applied to inclined mine stopes. *International Journal of Geomechanics*, 11(1), 29-35.
- Ting, C. H., Sivakugan, N., Read, W., & Shukla, S. K. (2014). Analytical expression for vertical stress within an inclined mine stope with non-parallel walls. *Geotechnical and Geological Engineering*, 32(2), 577-586.
- Trueman, R., & Mawdesley, C. (2003). Predicting cave initiation and propagation. *CIM bulletin*, 96(1071), 54-59.
- Trueman, R., Mikula, P., Mawdesley, C., & Harries, N. (2000). Experience in Australia with the application of the Mathews' method for open stope design. *CIM bulletin*, 93(1036), 162-167.
- Vallejos, J. A., Delonca, A., & Perez, E. (2017). Three-dimensional effect of stresses in open stope mine design. *International Journal of Mining, Reclamation and Environment*, 1-20.
- Walske, M. L. (2014). *An Experimental Study of Cementing Paste Backfill*. (Thèse de doctorat, University of Western Australia, Perth, Australia).
- Williams, T. J., Bayer, D., Bren, M., Pakalnis, R., Marjerison, J., & Langston, R. (2007). *Underhand cut and fill mining as practiced in three deep hard rock mines in the United States*. Communication présentée à Proceedings of the CIM conference exhibition, Montréal, Canada (p. 1-11).
- Yan, Z. X., Duan, J., & Wang H.Y. (2008). Constitutive models in stability analysis of rock slope. *Journal of Central South University Technology* 2008, 15(1), 302-306.
- Yang, P.Y., Li, L., & Aubertin, M. (2017). A new solution to assess the required strength of mine backfill with a vertical exposure. *International Journal of Geomechanics*, 17(10), 04017084.

- Yang, P., Li, L., Aubertin, M., Brochu-Baekelmans, M., & Ouellet, S. (2017). Stability analyses of waste rock barricades designed to retain paste backfill. *International Journal of Geomechanics*, 17(3), 04016079.
- Yilmaz, E. (2010). *Investigating the Hydrogeotechnical and Microstructural Properties of Cemented Paste Backfill using the CUAPS Apparatus*. (Thèse de doctorat, Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue, Val D'Or, Canada).
- Yumlu, M. (2008). Barricade pressure monitoring in paste backfill. *Gospodarka Surowcami Mineralnymi*, 24(4/3), 233-244.
- Zhang, Y., Hughes, R., & Mitri, H. (2011). *Modified stability graph method with a new rock stress factor*. Communication présentée à 45th US Rock Mechanics/Geomechanics Symposium, San Francisco, California (p. 470-476).
- Zou, S., & Nadarajah, N. (2006). *Optimizing backfill design for ground support and cost saving*. Communication présentée à The 41st US Symposium on Rock Mechanics (USRMS), American Rock Mechanics Association, Alexandria, Virginia, USA (p. 7-21).

ANNEXES

Annexe A – Validation du code PLAXIS 2D 2017

Le logiciel Plaxis est un logiciel basé sur la méthode des éléments finis qui peut être utilisé pour des analyses géotechniques (Brinkgreve et Vermeer 1999). Avec le code Plaxis, nous pouvons étudier la stabilité et la déformabilité des sols avec infrastructures, l'écoulement des eaux souterraines, les transferts de chaleur, et les interactions entre le sol et les fondations, les digues et les tunnels.

Il est cependant nécessaire de bien comprendre le fonctionnement du logiciel Plaxis 2D dans le but de modéliser adéquatement le comportement d'un matériau quelconque. Nous devons nous assurer que le logiciel donne des résultats fiables et nous pouvons faire cette vérification avec un processus de validation. La prochaine section présente la validation du code Plaxis 2D 2017. Cette validation sert notamment à maîtriser le logiciel, à comprendre la procédure de simulation et à vérifier si le logiciel contient des erreurs et à identifier les limitations du logiciel.

A.1 Validation du modèle élastique linéaire du code Plaxis 2D 2017

La vérification se fait en modélisant une excavation de forme cylindrique de longueur infinie dans un espace infini. Le matériau est homogène, isotrope et élastique linéaire. La vérification se fait en comparant les solutions analytiques et numériques.

A.1.1 Solution analytique

La figure A.1 montre une excavation circulaire à longueur infinie dans un espace infini avec un champ de contraintes naturelles caractérisé par σ_{xx} et σ_{yy} . Les contraintes et les déplacements après l'excavation circulaire sont donnés par les solutions classiques de Kirch (Jaeger et Cook, 1976).

$$\sigma_{rr} = \frac{p_1 + p_2}{2} \left[1 - \frac{a^2}{r^2} \right] + \frac{p_1 - p_2}{2} \left[1 - \frac{4a^2}{r^2} + \frac{3a^4}{r^4} \right] \cos 2\theta \quad (\text{A.1})$$

$$\sigma_{\theta\theta} = \frac{p_1 + p_2}{2} \left[1 + \frac{a^2}{r^2} \right] - \frac{p_1 - p_2}{2} \left[1 + \frac{3a^4}{r^4} \right] \cos 2\theta \quad (\text{A.2})$$

$$\tau_{r\theta} = - \frac{p_1 - p_2}{2} \left(1 + \frac{2a^2}{r^2} - \frac{3a^4}{r^4} \right) \sin 2\theta \quad (\text{A.3})$$

Les déplacements μ_r et v_θ sont exprimés par les expressions suivantes :

$$\mu_r = \frac{p_1 + p_2}{4G} \frac{a^2}{r} + \frac{p_1 - p_2}{4G} \frac{a^2}{r} \left[4(1 - \nu) - \frac{a^2}{r^2} \right] \cos 2\theta \quad (\text{A.4})$$

$$v_\theta = -\frac{p_1 - p_2}{4G} \frac{a^2}{r} \left[2(1 - 2\nu) + \frac{a^2}{r^2} \right] \sin 2\theta \quad (\text{A.5})$$

Où ν est le coefficient de Poisson, G le module de cisaillement, a le rayon de l'excavation cylindrique, r et θ les coordonnées polaires, σ_{rr} la contrainte radiale, $\sigma_{\theta\theta}$ la contrainte circonférentielle (ou tangentielle), $\tau_{r\theta}$ la contrainte de cisaillement et μ_r et v_θ représentent respectivement les déplacements dans les directions r et θ .

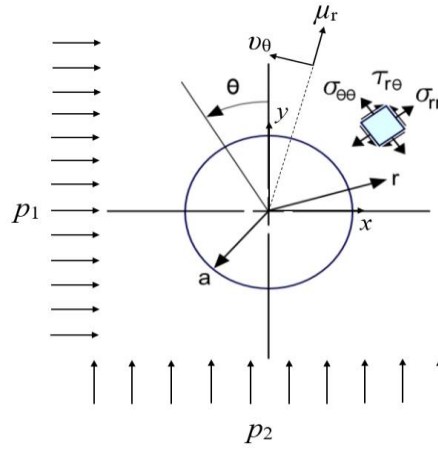


Figure A.1: Excavation cylindrique de longueur infinie dans un espace infini avec un champ de contraintes régionales.

Étant donné que le code Plaxis 2D ne donne pas les résultats des contraintes en coordonnées polaires, nous devons convertir les contraintes de la solution analytique en coordonnées cartésiennes afin de procéder à la comparaison entre les solutions analytiques et numériques. Les équations de conversions sont les suivantes :

$$\sigma_{xx} = \frac{\sigma_r + \sigma_\theta}{2} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{2} \cos 2\theta - \tau_{r\theta} \sin 2\theta \quad (\text{A.6})$$

$$\sigma_{yy} = \frac{\sigma_r + \sigma_\theta}{2} - \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{2} \cos 2\theta + \tau_{r\theta} \sin 2\theta \quad (\text{A.7})$$

À partir des contraintes cartésiennes, les déplacement radiaux μ_r peuvent être calculés par l'équation suivante :

$$\mu_{xx} = \mu_r \cos \theta - v_\theta \sin \theta \quad (\text{A.8a})$$

$$\mu_{yy} = \mu_r \sin \theta + v_\theta \cos \theta \quad (\text{A.8b})$$

A.1.2 Modélisation avec Plaxis 2D 2017

Le fonctionnement général du code Plaxis 2D 2017 est basé sur deux modules reliés entre eux.



Le module Plaxis 2D Input est le module qui permet de construire le modèle numérique. Avec ce module, la géométrie, le maillage, les conditions frontières et les phases de calculs sont définis.



Le module Plaxis 2D Output permet d'analyser les résultats. À partir de ce module, on peut créer divers graphiques et consulter les paramètres utiles à l'analyse du modèle.

La modélisation de ce problème est faite en considérant un massif rocheux où l'on extrait le minerai pour obtenir une excavation cylindrique. Ce massif rocheux est considéré comme élastique linéaire avec les propriétés suivantes :

- $G = 2,8 \text{ GPa}$
- $K = 3,9 \text{ GPa}$
- $\gamma = 0,00001 \text{ kN/m}^3$ (pour simuler une gravité nulle)

L'excavation est soumise à une contrainte naturelle de compression de -30 MPa (la compression est négative avec le code Plaxis 2D 2017). Donc, nous posons $p_1 = -30 \text{ MPa}$ et $p_2 = -30 \text{ MPa}$ dans les équations de contraintes et de déplacements.

Le logiciel Plaxis 2D 2017 permet de traiter un problème séparé par des étapes reliées entre elles. Une étape père du problème étudié est initialisée où l'on va définir les conditions frontières sans excavation. À l'étape fils qui héritera les contraintes de l'étape père, l'excavation du cylindre de longueur infinie est créée.

Pour l'étape père, nous devons simuler un comportement élastique linéaire du matériau ayant une contrainte naturelle isotrope de -30 MPa (compression). Pour ce faire, les conditions frontières à la base, au sommet et à l'extrémité droite du modèle sont fixées pour empêcher tous mouvements de celles-ci, tandis que les contraintes principales σ_1 , σ_2 et σ_3 sont fixées à -30 MPa (voir figure A.2 et A.3). Étant aux déformations planes, Plaxis 2D assume que les déplacements et les elongations

dans la direction de l'axe z , c'est-à-dire perpendiculaire au plan, sont nulles. Cependant, les contraintes perpendiculaires au plan, σ_{zz} , sont entièrement prises en compte, d'où la nécessité de définir les trois contraintes principales.

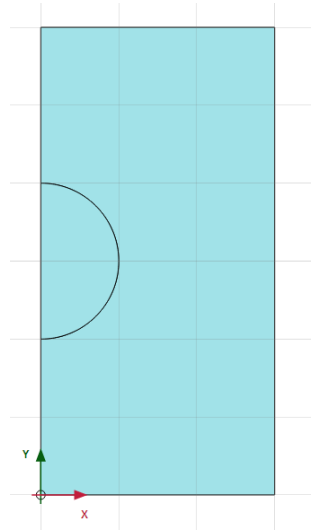


Figure A.2: Modèle de l'étape père - massif rocheux sans excavation.

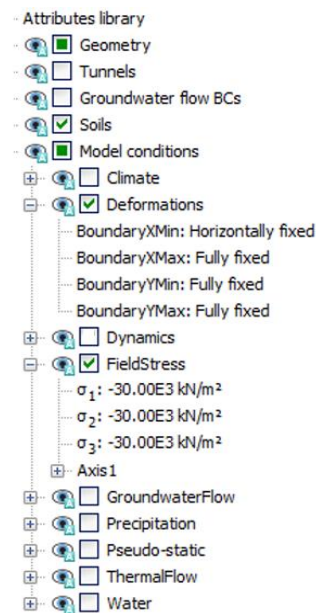


Figure A.3: Étape père - fixation des conditions frontières et des contraintes naturelles dans le massif rocheux.

L'étape fils consiste en l'excavation d'une cavité cylindrique de longueur infinie. Cette excavation a un rayon (a) de 1 m (voir figures A.4 et A.5) :

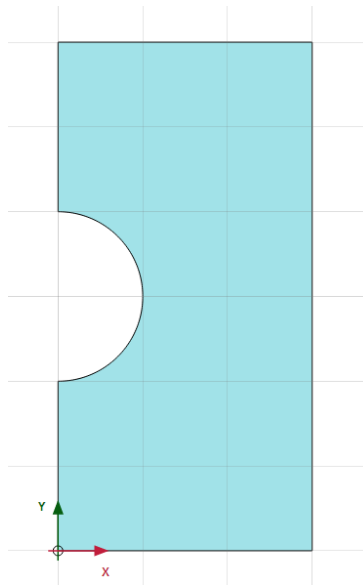


Figure A.4: Modèle de l'étape fils - excavation dans le massif rocheux.

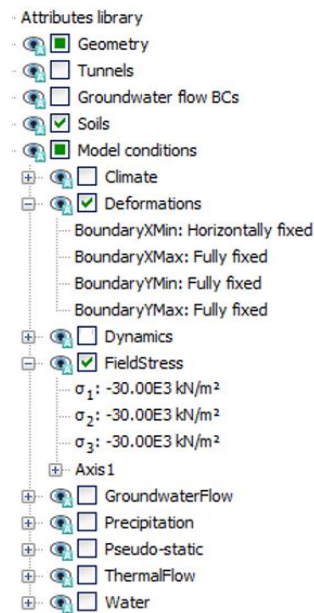


Figure A.5: Étape fils - fixation des conditions frontières autour de l'excavation dans le massif rocheux.

Avant de traiter le problème et comparer les résultats numériques obtenus avec les résultats analytiques, nous devons tout d'abord trouver le domaine et le maillage optimaux pour compléter la modélisation.

A.1.3 Influence du domaine

Il est nécessaire pour toutes modélisations numériques de déterminer un domaine optimal. L'utilisation d'un domaine trop large augmente le nombre de calculs et les temps de calculs et peut s'avérer un processus laborieux pour n'importe quel code. À l'inverse, un domaine pas assez large ne permet pas d'obtenir des résultats stables et fiables.

L'influence du domaine est étudiée en augmentant la taille du modèle jusqu'à obtenir des résultats numériquement stables. Pour ce faire, les contraintes et les déplacements de deux points situés relativement proches de l'excavation seront analysés. Pour augmenter la taille du modèle, nous faisons varier la distance A tout en gardant le diamètre D de l'excavation constant (voir figure A.6).

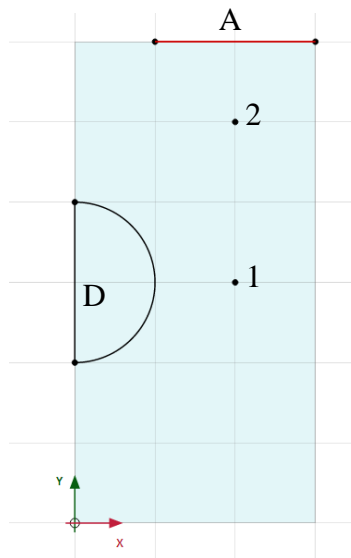


Figure A.6: Illustration des dimensions et points utilisés pour étudier l'influence du domaine dans le modèle.

L'influence du domaine est analysée en faisant varier le ratio de A/D à 1, 3, 5, 6, 7, 10, 15 et 20. Le point 1 est situé à une distance horizontale de 1 m de la paroi du cercle à une inclinaison de 0°. Le point 2 a une inclinaison de 45° (par rapport à l'horizontal) et est situé à une distance égale à $\sqrt{(D^2 + D^2)} = 2\sqrt{2}$ m du centre de l'excavation. L'inclinaison et les distances de ces points par

rapport à l'excavation sont gardées constantes lorsqu'on fait varier le ratio A/D . Les figures A.8 à A.10 présentent les résultats obtenues sur l'analyse de l'influence du domaine pour les contraintes horizontales (figure A.7), verticales (figure A.8) et déplacements radiaux (figure A.9).

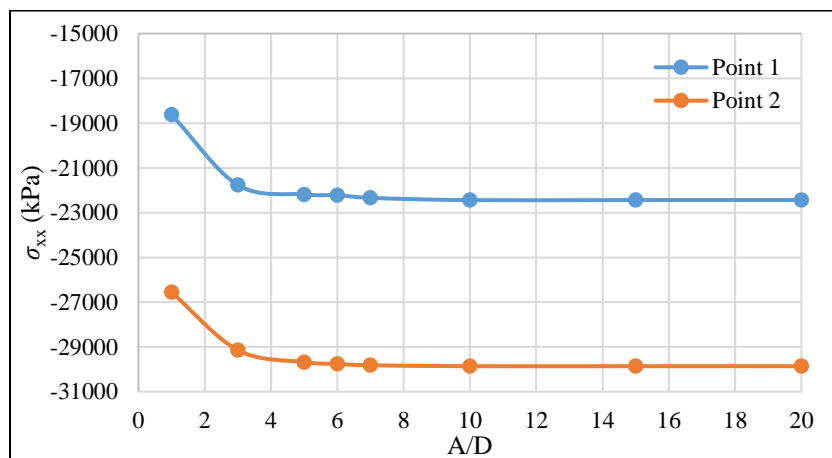


Figure A.7: Contrainte horizontale variée en fonction du ratio A/D aux points 1 et 2.

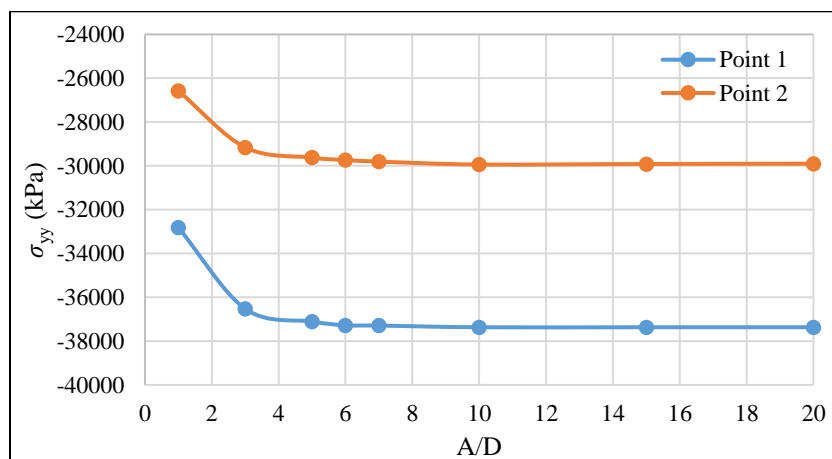


Figure A.8: Contrainte verticale variée en fonction du ratio A/D aux points 1 et 2.

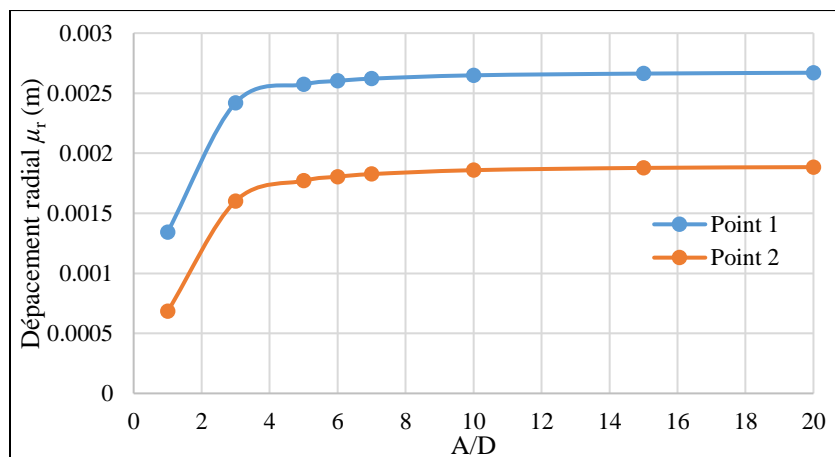


Figure A.9: Déplacement radial varié en fonction du ratio A/D aux points 1 et 2.

En consultant les figures A.7 à A.9, nous constatons que les valeurs de contraintes cartésiennes et de déplacements radiaux se stabilisent autour d'un ratio $A/D = 10$, et ce pour les deux points.

Pour la suite des calculs de la validation du modèle linéaire élastique, un ratio $A/D = 10$ a été utilisé.

A.1.4 Influence du maillage

Lorsque l'on procède à la validation d'un modèle, il est crucial d'utiliser un maillage suffisamment fin pour obtenir des résultats numériquement stables. Un maillage trop fin peut augmenter inutilement les temps de calculs. Pour éviter les pertes de temps et les calculs inutiles, il faut évaluer l'effet du maillage sur les résultats obtenus avec le logiciel et trouver un maillage optimal qui permet d'obtenir des résultats corrects en moins de temps possible.

En général, l'étude de sensibilité du maillage se fait en modifiant la taille et le nombre des éléments du maillage jusqu'à stabilisation des résultats. Dans ce modèle élastique linéaire, l'excavation est une partie sensible. La géométrie de l'excavation peut causer un problème. En effet, le logiciel ne produit pas parfaitement un cercle comme on peut le voir sur la figure A.10.

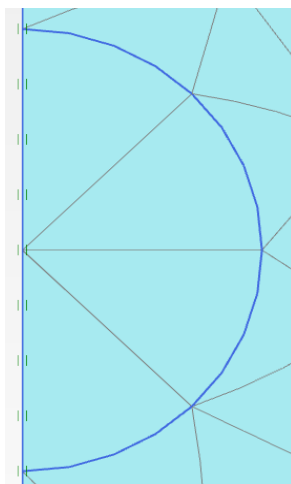


Figure A.10: Division du maillage du demi-cercle en maillage de 2 m de taille.

Avec un maillage de 2 m de taille, le logiciel produit un octogone et cela diffère de notre problème analytique. C'est pour cette raison que le demi-cercle est divisé en de plus petites divisions (tel que démontré par la figure A.11) afin de se rapprocher de la géométrie souhaitée et obtenir des résultats précis autour de l'excavation.

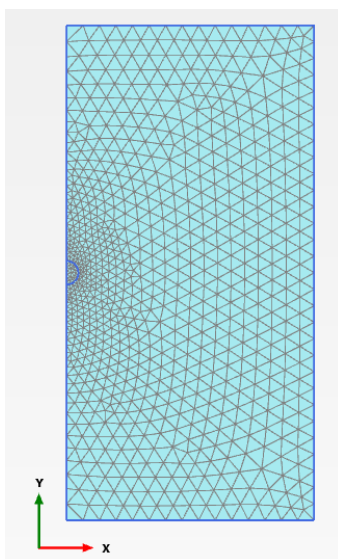


Figure A.11: Division du demi-cercle en maillage très fin.

Premièrement, l'influence du nombre de divisions a été évaluée sur un profil horizontal. Le profil utilisé est représenté dans la figure A.12:

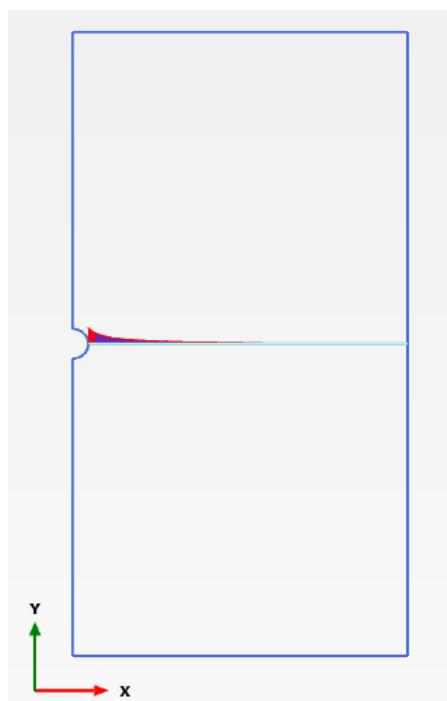


Figure A.12: Profil horizontal utilisé pour l'analyse du nombre de divisions du maillage.

Le nombre de divisions sur le demi-cercle a été varié de 105 à 790 et seulement les résultats obtenus pour les contraintes ont été analysés. Ces résultats sont présentés dans les figures A.13 et A.14:

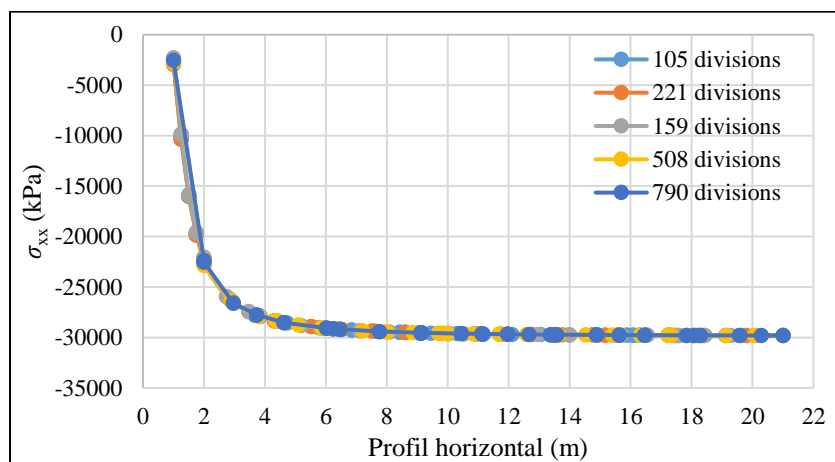


Figure A.13: Contrainte horizontale variée en fonction du nombre de divisions sur un profil horizontal.

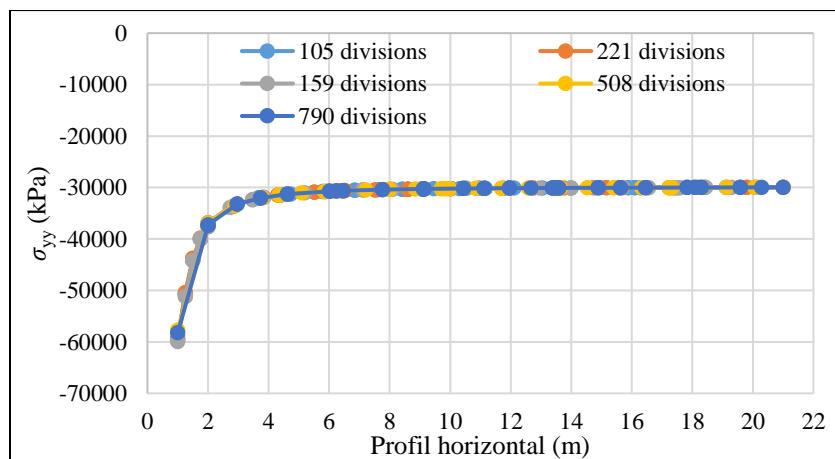


Figure A.14: Contrainte verticale variée en fonction du nombre de divisions sur un profil horizontal.

Il est difficile de tirer des conclusions évidentes de ces graphiques. Il semble qu'un nombre minimal de 105 divisions du maillage permet d'obtenir des résultats qui se stabilisent. Malgré cela, nous avons poursuivi notre évaluation de l'influence du maillage.

Étant donné que le demi-cercle qui représente l'excavation n'a pas exactement une forme circulaire, il est pertinent d'évaluer le nombre de divisions qu'il doit y avoir à l'intérieur de celui-ci pour que les résultats se stabilisent pour des points situés autour (et très proche) de l'excavation. Pour ce faire, les contraintes et les déplacements d'un point situé sur la paroi du cercle ont été analysés. Le point est situé sur l'extrémité droit du cercle tel qu'illustré par la figure A.15.



Figure A.15: Illustration du point utilisé pour analyser l'influence du nombre de divisions de l'excavation.

Les résultats de cette analyse sont représentés sur les figures A.16 à A.18.

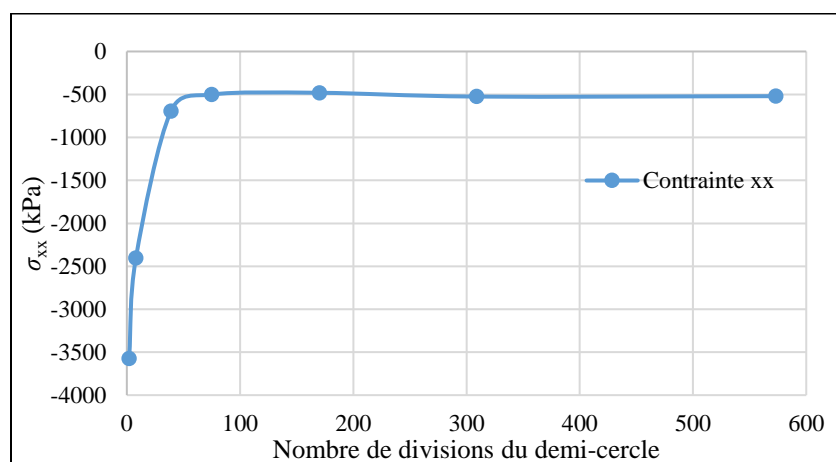


Figure A.16: Contrainte horizontale variée en fonction du nombre de divisions du demi-cercle pour un point situé sur la paroi du demi-cercle.

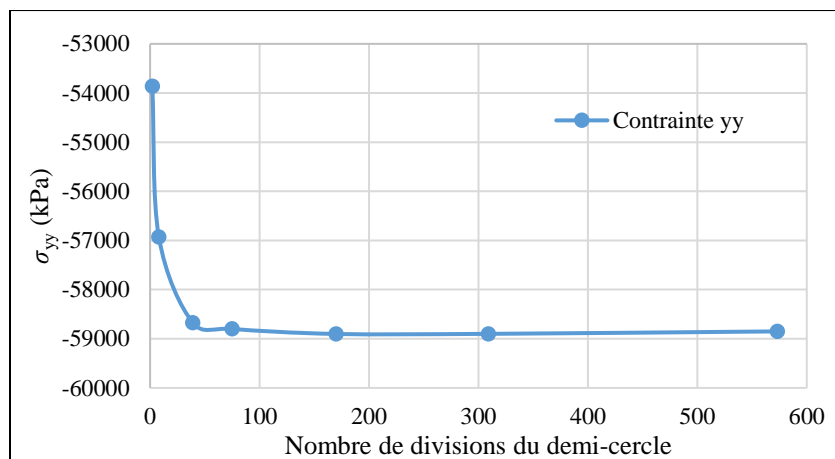


Figure A.17: Contrainte verticale variée en fonction du nombre de divisions du demi-cercle pour un point situé sur la paroi du demi-cercle.

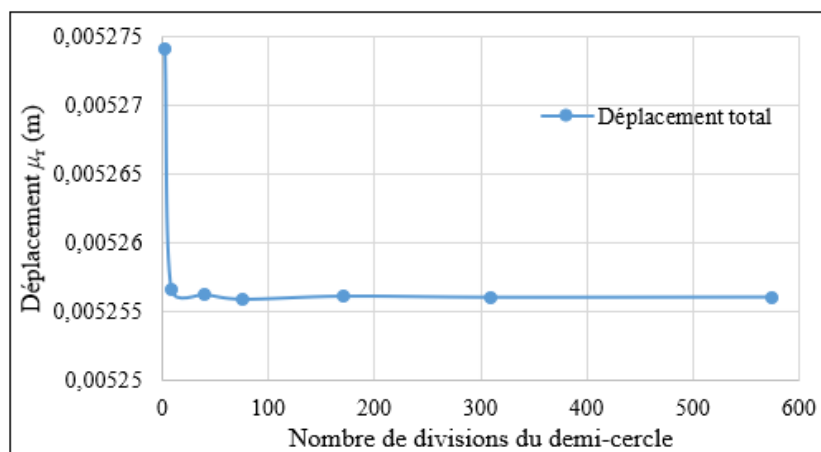


Figure A.18: Déplacement total variée en fonction du nombre de divisions du demi-cercle pour un point situé sur la paroi du demi-cercle.

À partir de ces graphiques, nous pouvons déterminer le nombre minimal de divisions du demi-cercle nécessaires pour que les résultats se stabilisent. Pour la contrainte horizontale et verticale, environ 75 divisions sont nécessaires. Nous avons besoin de légèrement moins de divisions pour que les déplacements se stabilisent. Pour la suite de la validation de ce modèle, nous utiliserons au moins 75 divisions du demi-cercle pour compléter la modélisation du comportement élastique linéaire du matériau.

Dans le cas où l'on veut évaluer les contraintes et les déplacements d'un point étant éloigné de l'excavation (voir figure A.19), il n'est pas nécessaire d'avoir autant de divisions du demi-cercle.

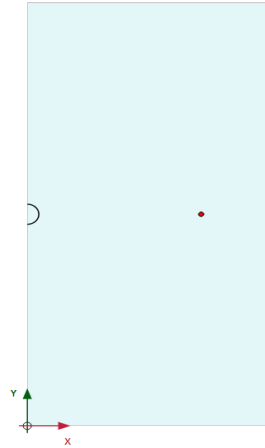


Figure A.19: Illustration du point éloigné de l'excavation.

En ne divisant pas le maillage à l'intérieur du demi-cercle de l'excavation et en faisant varier le nombre total de divisions du maillage, nous en arrivons à la conclusion que très peu de divisions sont requises pour que les résultats se stabilisent. Cette conclusion est basée sur les résultats des figures A.20 à A.22 ci-dessous. Environ 170 divisions totales du maillage seraient nécessaires.

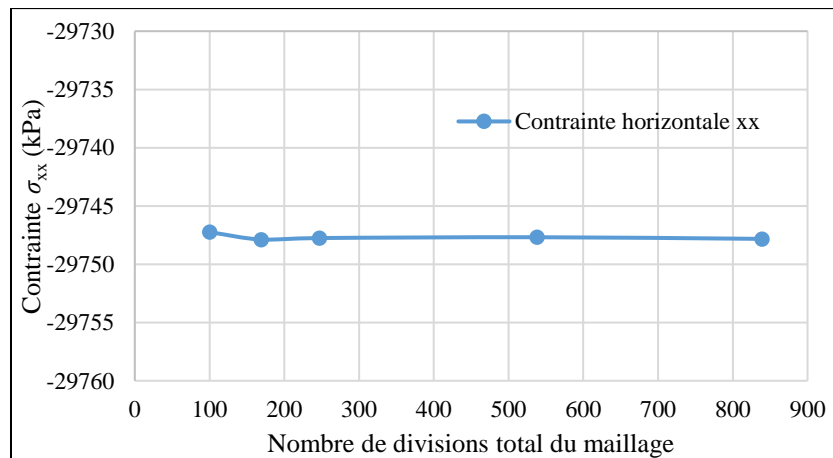


Figure A.20: Contrainte horizontale variée en fonction du nombre total de divisions du maillage pour un point éloigné de l'excavation.

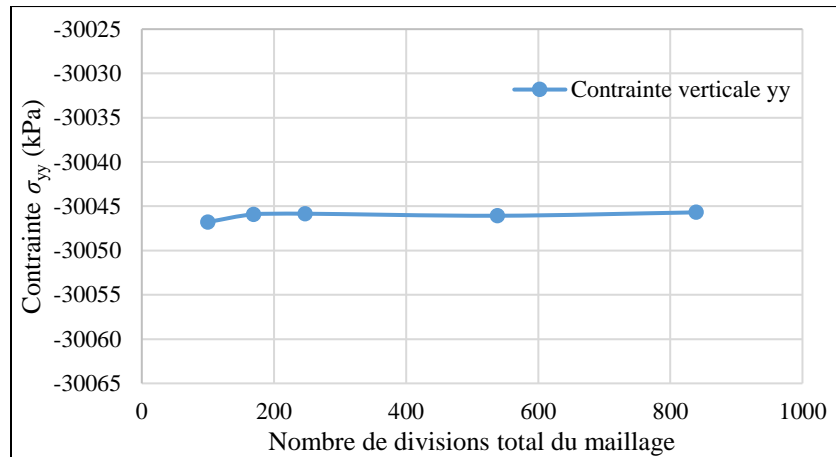


Figure A.21: Contrainte verticale variée en fonction du nombre total de divisions du maillage pour un point éloigné de l'excavation.

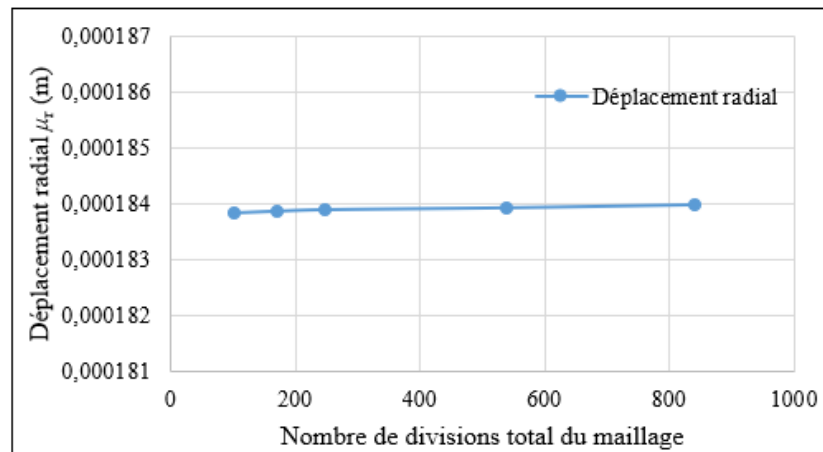


Figure A.22: Déplacement total varié en fonction du nombre total de divisions du maillage pour un point éloigné de l'excavation.

Nous devons maintenant évaluer l'influence de la taille des éléments du maillage sur les résultats obtenus. Nous avons évalué l'effet de la taille du maillage pour les deux mêmes points utilisés lors de l'analyse du domaine en faisant varier la taille du maillage d'environ 1 m à 8,5 m. Les résultats sont illustrés dans les figures A.23 à A.25 suivantes :

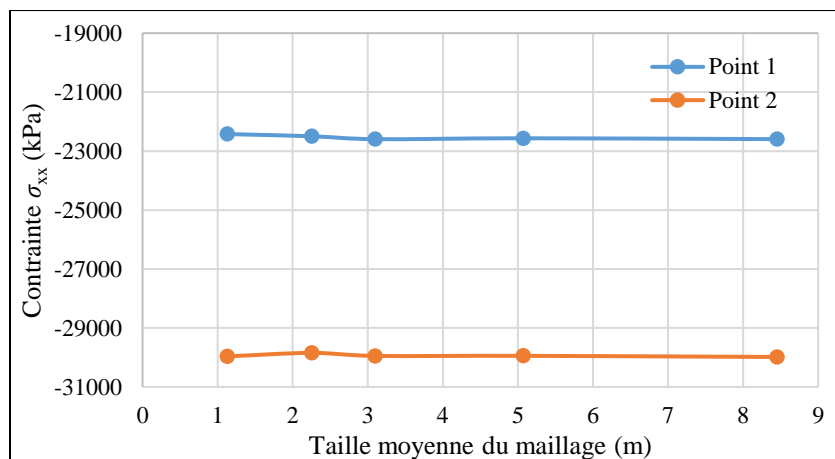


Figure A.23: Contrainte horizontale variée en fonction de la taille moyenne du maillage pour deux points situés proches de l'excavation.

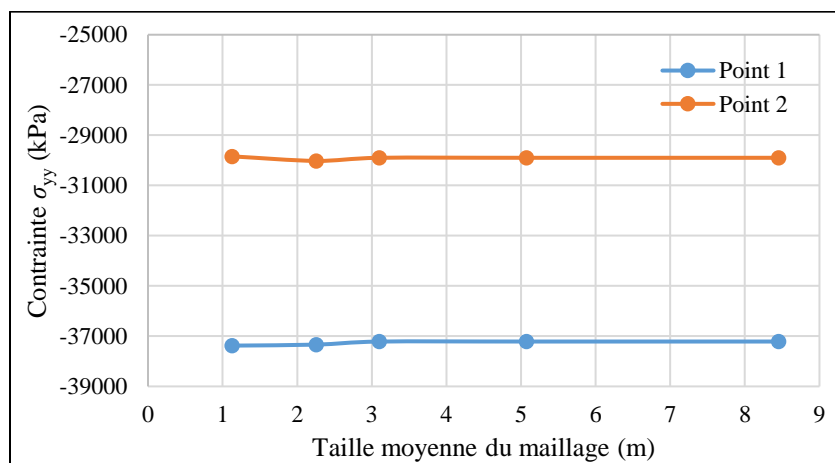


Figure A.24: Contrainte verticale variée en fonction de la taille moyenne du maillage pour deux points situés proches de l'excavation.

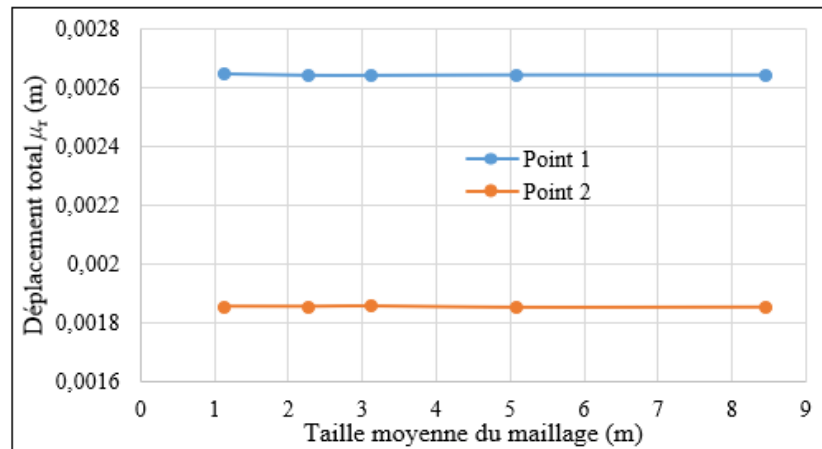


Figure A.25: Déplacement total varié en fonction de la taille moyenne du maillage pour deux points situés proches de l'excavation.

Nous constatons que les résultats se stabilisent autour d'une taille moyenne des divisions du maillage de 3 m. Une taille moyenne plus petite du maillage résulterait seulement en une augmentation des temps de calculs et en l'augmentation de la complexité de ces calculs.

En conclusion, le maillage optimal pour traiter ce problème est un maillage où l'on découpe le demi-cercle en 75 divisions avec des éléments de maillage de 3 m de taille. Un maillage plus fin fournira à peu près les mêmes résultats mais cela augmentera le temps de calcul.

A.1.5 Comparaison entre les solutions analytiques et numériques

En se basant sur les conclusions formulées précédemment concernant l'effet du domaine et du maillage, le problème traité est modélisé avec le code Plaxis 2D 2017 avec un domaine dont le ratio A/D est égale à 10, avec environ 75 divisions du demi-cercle et une taille moyenne des éléments du maillage de 3 m. Les résultats obtenus numériquement par le logiciel sont comparés avec ceux calculés analytiquement par les équations des solutions classiques de Kirsch (Jaeger et Cook, 1976) pour des profils à angles θ de 0° , 30° et 90° . Les comparaisons des résultats sont représentées dans les figures A.26 à A.34 :

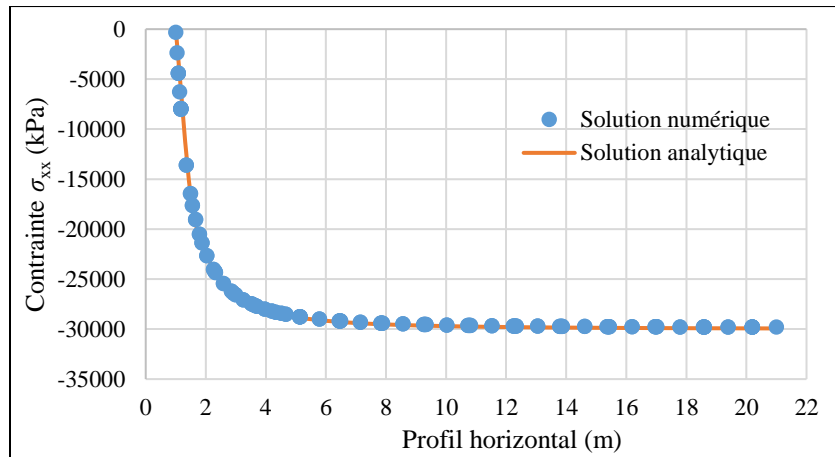


Figure A.26: Contrainte horizontale variée sur un profil horizontal pour $\theta = 0^\circ$.

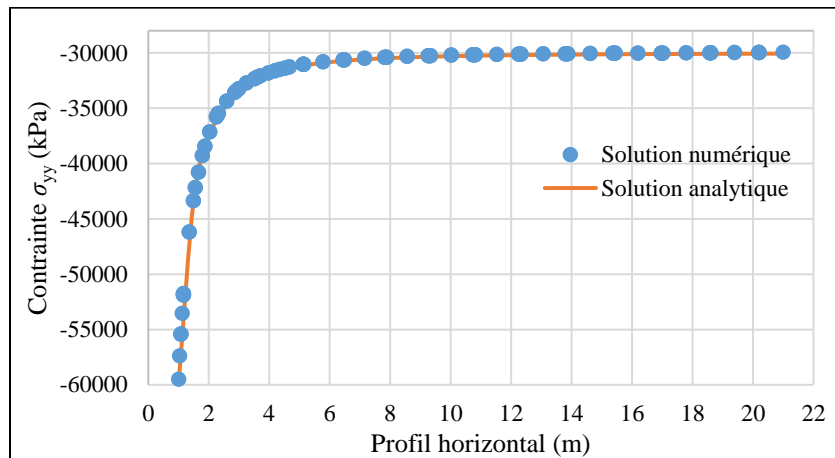


Figure A.27: Contrainte verticale variée sur un profil horizontal pour $\theta = 0^\circ$.

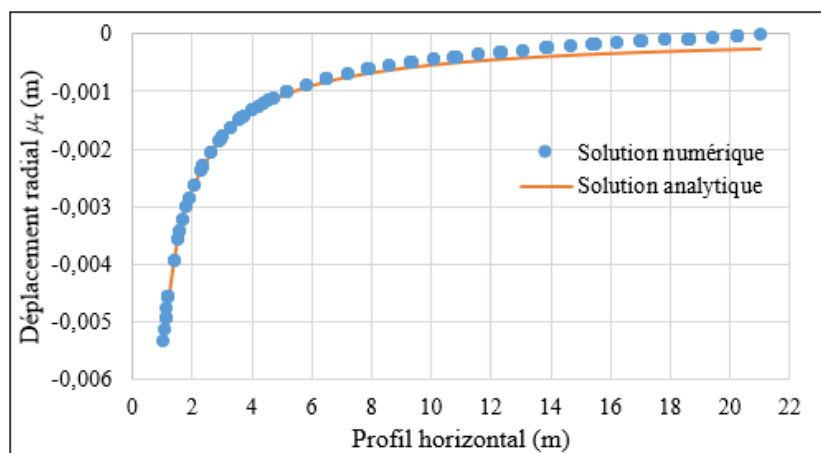


Figure A.28: Déplacement total varié sur un profil horizontal pour $\theta = 0^\circ$.

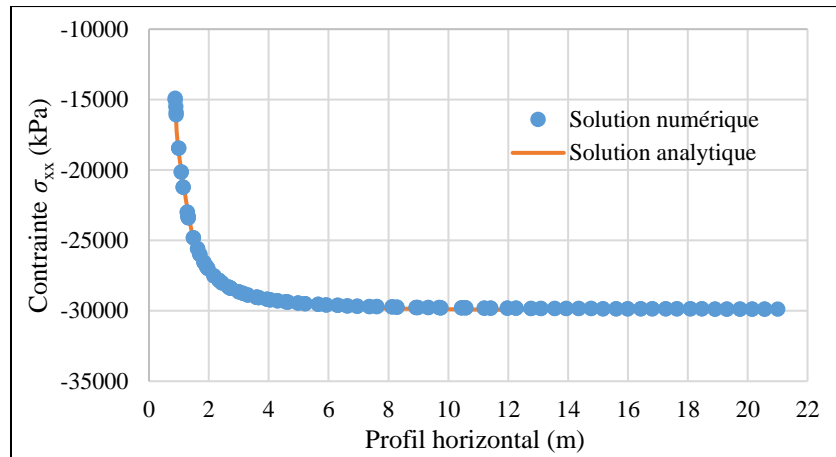


Figure A.29: Contrainte horizontale variée sur un profil horizontal pour $\theta = 30^\circ$.

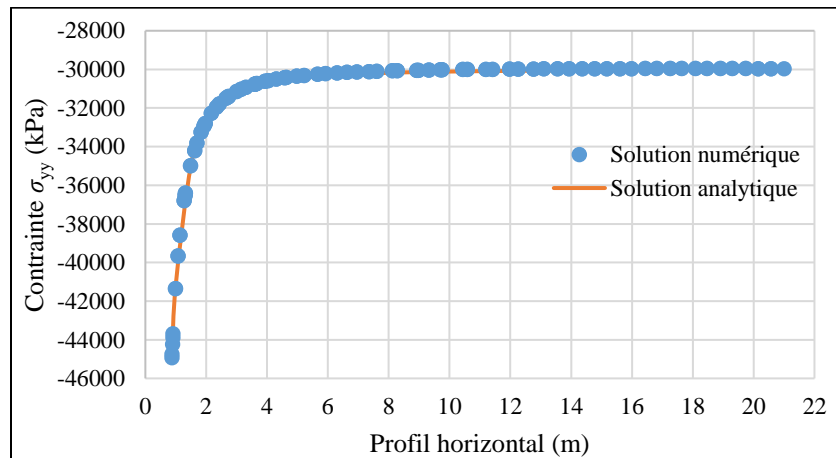


Figure A.30: Contrainte verticale variée sur un profil horizontal pour $\theta = 30^\circ$.

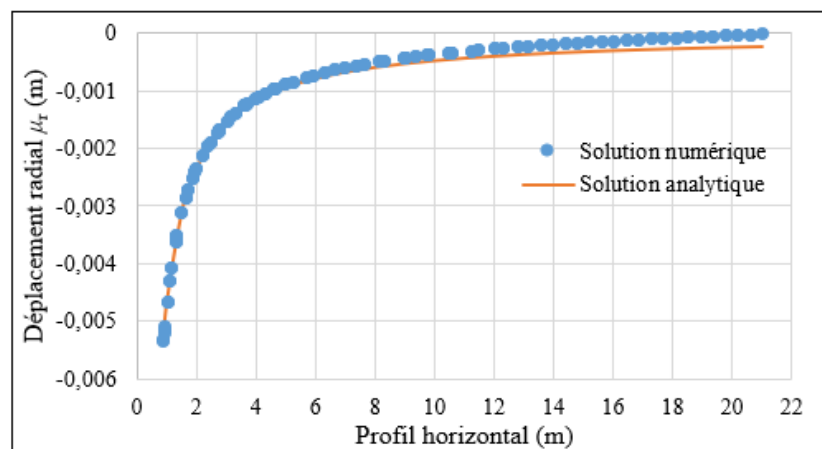


Figure A.31: Déplacement total varié sur un profil horizontal de $\theta = 30^\circ$.

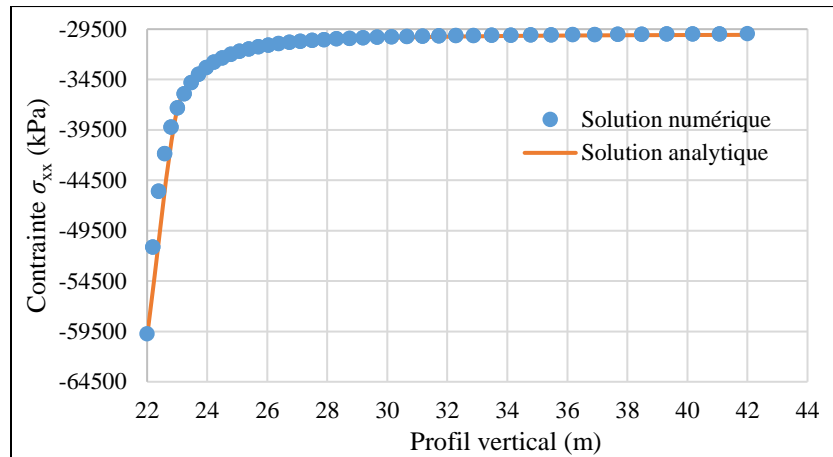


Figure A.32: Contrainte horizontale variée sur un profil vertical pour $\theta = 90^\circ$.

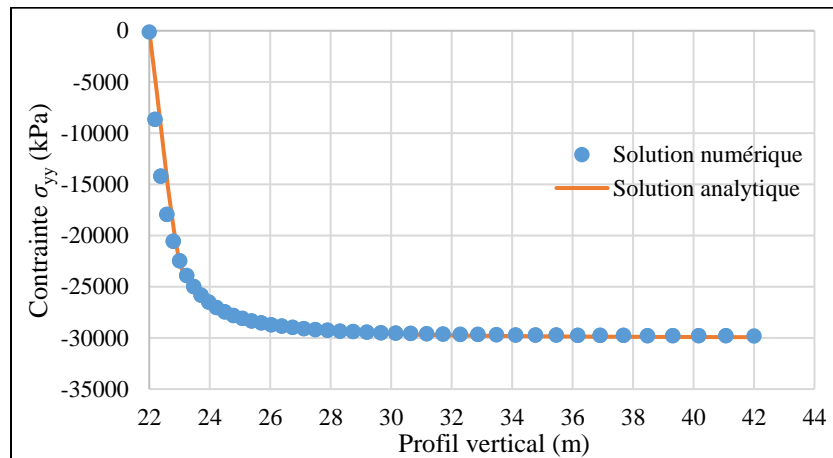


Figure A.33: Contrainte verticale variée sur un profil vertical pour $\theta = 90^\circ$.

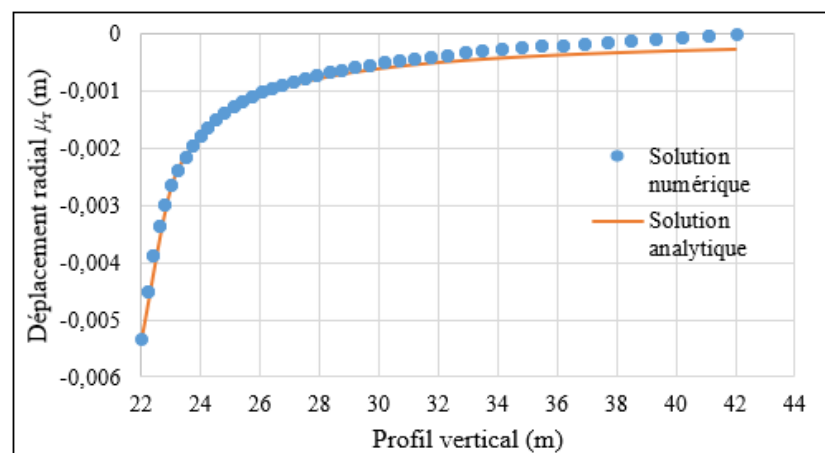


Figure A.34: Déplacement total varié sur un profil vertical pour $\theta = 90^\circ$.

Les résultats obtenus avec les simulations numériques correspondent bien aux solutions analytiques classiques de Kirsch (Jaeger et Cook, 1976) pour différents angles θ . En effet, en consultant les figures (ci-dessus) représentant les courbes de contrainte horizontale et verticale, nous constatons que les solutions analytique et numérique sont très bien corrélées. Cependant, pour ce qui est des figures représentant les déplacements totaux, nous constatons une différence de valeur entre les solutions analytique et numérique lorsqu'on s'éloigne de l'excavation.

Les valeurs de déplacement pour des points situés aux extrémités sont altérées à cause des conditions frontières qui ont été fixées complètement. En fixant complètement les parois du modèle de l'étape fils à *fully fixed*, tel qu'illustré par la figure A.6, nous empêchons les points aux extrémités de subir des déformations dues à l'excavation. En consultant les figures A.28, A.31 et A.34, nous constatons effectivement que les déplacements trouvés numériquement aux extrémités tournent autour de 0 tandis que les valeurs trouvées analytiquement sont plus représentatives.

Nous pouvons conclure que la configuration choisie pour modéliser ce problème avec le logiciel Plaxis 2D 2017 est adéquate. Cette configuration consistait à fixer les parois du modèle dans le fichier père et de fixer toutes les parois dans le fichier fils sauf pour celle qui passait à travers l'excavation. Cette paroi était donc seulement fixée horizontalement pour simuler le plan de symétrie. Avec cette configuration, les résultats obtenus étant corrects lorsqu'on les comparait aux solutions analytiques. Cependant, pour les déplacements loin de l'excavation, les valeurs obtenues n'étaient pas représentatives du modèle étudié.

Nous pouvons donc utiliser cette configuration pour analyser les contraintes et les déplacements à proximité de l'excavation. Cependant, Si l'on s'intéresse à analyser les déplacements pour des points qui se trouvent loin de l'excavation, il faut modéliser le problème en élargissant le domaine ($A/D > 10$) encore plus afin d'obtenir des résultats plus précis.

A.2 Validation du modèle élasto-plastique du code Plaxis 2D

La vérification se fait en modélisant une excavation de forme cylindrique de longueur infinie dans un espace infini. Le matériau est élastique linéaire avant la limite et parfaitement plastique après la limite. Le critère de Mohr-Coulomb est utilisé pour décrire la limite de plasticité et le potentiel de plasticité selon une loi associée ($\psi = \phi$) et également par une loi non-associée ($\psi = 0^\circ$). L'exercice de la vérification se fait en comparant les solutions analytiques et numériques. Les solutions

analytiques de contraintes et de déplacements autour de l'excavation cylindrique sont données par les solutions de Salençon (1969).

A.2.1 Solution analytique

Toutes les solutions analytiques présentées dans cette section sont celles formulées par Salençon (1969). Premièrement, Salençon a stipulé que la longueur du rayon R_0 qui sépare la zone plastique de la zone élastique peut s'exprimer comme suit :

$$R_0 = a \left[\frac{2}{(K_p+1)} * \frac{P_o + \frac{q}{K_p-1}}{P_i + \frac{q}{K_p-1}} \right]^{\frac{1}{K_p-1}} \quad (\text{A.9})$$

Où,

- a représente le rayon de l'excavation,
- $K_p = \frac{1+\sin \theta}{1-\sin \theta}$ et représente le coefficient de pression des terres passif,
- $q = 2c \tan(45^\circ + \frac{\theta}{2})$
- P_o représente la contrainte naturelle isotrope appliquée dans le modèle
- P_i représente la pression appliquée à l'intérieur de l'excavation.

La contrainte radiale à l'interface plastique/élastique est représentée par l'équation suivante :

$$\sigma_{re} = -\frac{1}{K_p+1} (2P_o - q) \quad (\text{A.10})$$

Les contraintes σ_r et σ_θ dans la zone plastique sont représentées par les équations suivantes :

$$\sigma_r = \frac{q}{K_p-1} - \left(P_i + \frac{q}{K_p-1} \right) \left(\frac{r}{a} \right)^{K_p-1} \quad (\text{A.11})$$

$$\sigma_\theta = \frac{q}{K_p-1} - K_p \left(P_i + \frac{q}{K_p-1} \right) \left(\frac{r}{a} \right)^{K_p-1} \quad (\text{A.12})$$

tandis que les contraintes σ_r et σ_θ dans la zone élastique sont représentées par les équations suivantes :

$$\sigma_r = -P_o + (P_o - \sigma_{re}) \left(\frac{R_0}{r} \right)^2 \quad (\text{A.13})$$

$$\sigma_\theta = -P_o - (P_o - \sigma_{re}) \left(\frac{R_0}{r} \right)^2 \quad (\text{A.14})$$

Le déplacement μ_r dans la zone élastique est représenté par l'équation suivante :

$$\mu_r = - \left[P_o - \left(\frac{2P_o - q}{K_p + 1} \right) \right] \left(\frac{R_o}{2G} \right) \left(\frac{R_o}{r} \right) \quad (\text{A.15})$$

tandis que le déplacement dans la zone plastique μ_r est représenté par l'équation suivante :

$$\mu_r = - \left(\frac{r}{2G} \right) \chi \quad (\text{A.16})$$

Où χ est exprimé comme suit :

$$\chi = (2\nu - 1) \left(P_o + \frac{q}{K_p - 1} \right) + \left[\frac{(1-\nu)(K_p^2 - 1)}{K_p + K_{ps}} \right] \left(P_i + \frac{q}{K_p - 1} \right) \left(\frac{R_o}{a} \right)^{K_p - 1} \left(\frac{R_o}{r} \right)^{K_{ps} + 1} + \left[(1 - \nu) \frac{(K_{ps}K_p + 1)}{K_p + K_{ps}} - \nu \right] \left(P_i + \frac{q}{K_p - 1} \right) \left(\frac{r}{a} \right)^{K_p - 1} \quad (\text{A.17})$$

Où,

- $K_{ps} = \frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi}$,
- ν représente le coefficient de Poisson,
- G représente le module de cisaillement.

Comme dans le cas du modèle élastique linéaire, les contraintes σ_r et σ_θ sont converties en coordonnées cartésiennes (σ_{xx} et σ_{yy}) pour pouvoir comparer les solutions analytiques et numériques.

A.2.2 Modélisation avec Plaxis 2D

Les paramètres suivants ont été utilisés pour modéliser la masse rocheuse ayant un comportement élasto-plastique :

- $G = 2,8 \text{ GPa}$
- $K = 3,9 \text{ GPa}$
- $\gamma = 0,00001 \text{ kN/m}^3$ (pour simuler une gravité nulle)
- $c = \text{cohésion} = 3,45 \text{ MPa}$
- $\phi = 30^\circ$
- $\psi = 30^\circ$ (pour la loi associée) et à 0° (pour la loi non-associée)

L'excavation est soumise à une contrainte naturelle isotrope de compression de -30 MPa (la compression est négative avec le code Plaxis 2D 2017). Donc, nous posons $P_0 = -30 \text{ MPa}$ dans les

équations de contraintes et de déplacements. Pour simplifier les calculs et le modèle utilisé, nous assignons une valeur de 0 MPa pour P_i .

Le processus de configuration est le même que celui utilisé pour le modèle élastique linéaire. C'est-à-dire que le modèle consiste en une étape père où l'on applique les contraintes naturelles et défini les conditions frontières, sans faire d'excavation, et une étape fils qui hérite des contraintes de l'étape père et où est créer l'excavation du cylindre de longueur infinie. Étant donné que ce problème est axisymétrique, nous pouvons modéliser un demi-cercle pour l'excavation.

Pour l'étape père, nous devons simuler un comportement linéaire du matériau ayant une contrainte naturelle de -30 MPa. Pour ce faire, les conditions frontières sont fixées pour empêcher tous mouvements de celles-ci et les contraintes σ_1 , σ_2 et σ_3 sont fixées à -30 MPa.

Pour l'étape fils, toutes les conditions frontières sont fixées sauf celle qui passe à travers l'excavation. Cette frontière est fixée seulement dans la direction horizontale. Il s'agit de la même configuration des conditions frontières, autant pour le fichier que le fichier fils, que pour le modèle linéaire élastique (voir figures A.1 à A.5).

A.2.3 Influence du domaine

Il est nécessaire pour toutes modélisations numériques de déterminer un domaine optimal. L'utilisation d'un domaine trop large augmente le nombre de calculs et les temps de calculs. Ce qui peut s'avérer un processus laborieux pour le code Plaxis 2D. À l'inverse, un domaine pas assez large ne permet pas d'obtenir des résultats numériquement stables et fiables.

L'influence du domaine est étudiée en augmentant la taille du modèle jusqu'à obtenir des résultats fiables. Pour ce faire, les contraintes et les déplacements de deux points situés relativement proches de l'excavation sont analysés. Pour augmenter la taille du modèle, nous faisons varier la distance A tout en gardant le diamètre D de l'excavation constant.

L'influence du domaine est analysée en faisant varier le ratio de A/D à 1, 3, 5, 6, 7, 10, 15 et 20. Nous utilisons deux points dans la zone plastique et deux points dans la zone élastique. Pour ce faire, nous avons calculé la valeur du rayon R_0 étant égale à 1,735 m. Les deux points dans la zone plastique sont donc situés à l'intérieur d'un rayon de 1,735 m tandis que les deux points dans la zone élastique sont situés au-delà du rayon R_0 . La figure A.35 illustre l'emplacement des points étudiés dans le modèle.

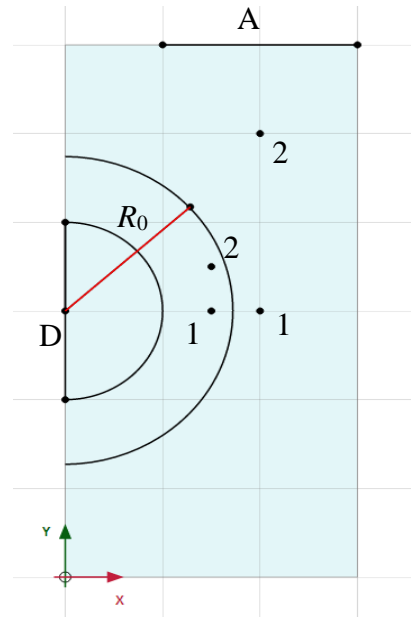


Figure A.35: Illustration des dimensions et points étudiés pour l'influence du domaine dans le modèle.

Le point 1 dans la zone plastique est situé à une distance horizontale de 0,5 m de la paroi du cercle à un angle de 0° par rapport à l'horizontal. Le point 2 dans la zone plastique est à un angle d'environ $18,4^\circ$ (par rapport à l'horizontal) et est situé à une distance égale à $\sqrt{1,75}$ m du centre de l'excavation.

Le point 1 dans la zone plastique est situé à une distance horizontale de 1 m de la paroi du cercle de l'excavation et le point 2 dans la zone plastique à une inclinaison de 45 degrés (par rapport à l'horizontal) et est situé à une distance de $\sqrt{8}$ m du centre de l'excavation.

L'angle et les distances de ces points par rapport à l'excavation sont fixes lorsqu'on fait varier le ratio A/D. Les figures A.36 à A.38 et A.42 à A.45 représentent les résultats obtenus dans le cas de la loi non-associée ($\psi = 0^\circ$) et les figures A.39 à A.41 et A.45 à A.47 représentent les résultats dans le cas de la loi associée ($\psi = 30^\circ$).

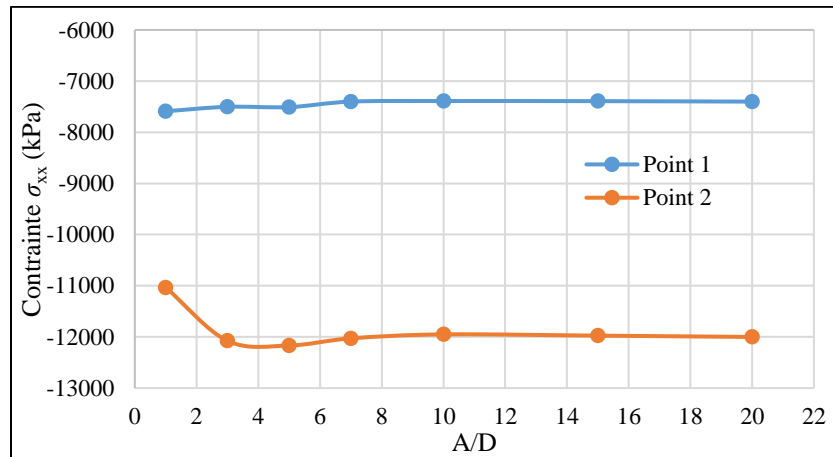


Figure A.36: Contrainte horizontale variée en fonction du ratio A/D pour les deux points dans la zone plastique ($\psi = 0^\circ$).

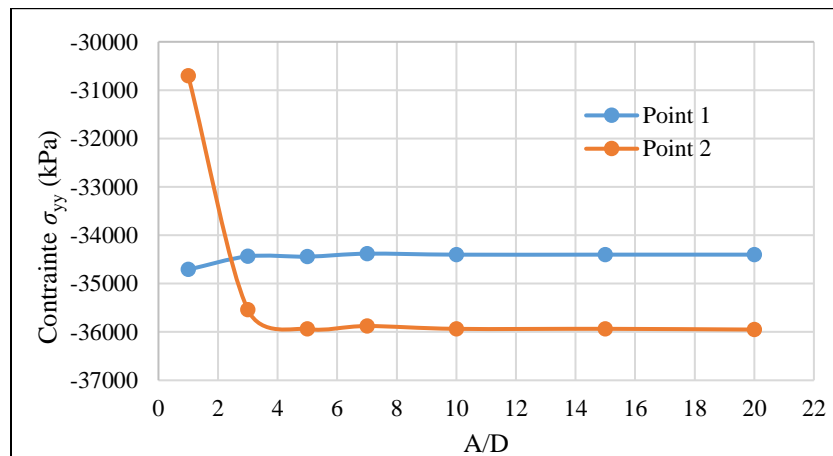


Figure A.37: Contrainte verticale variée en fonction du ratio A/D pour les deux points dans la zone plastique ($\psi = 0^\circ$).

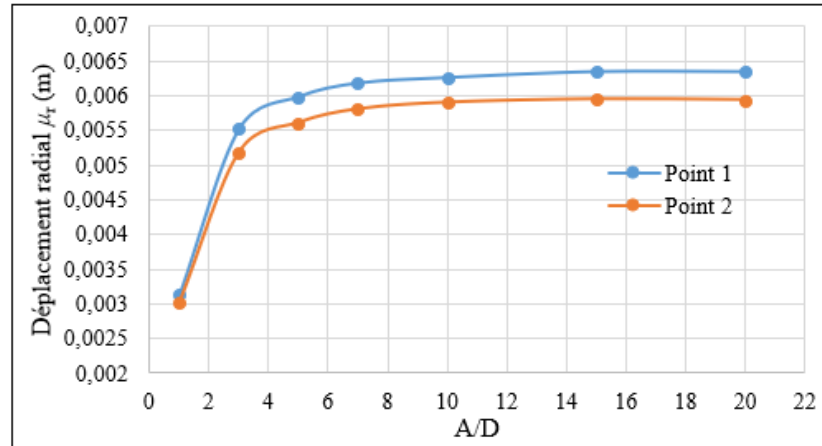


Figure A.38: Déplacement radial varié en fonction du ratio A/D pour les deux points dans la zone plastique ($\psi = 0^\circ$).

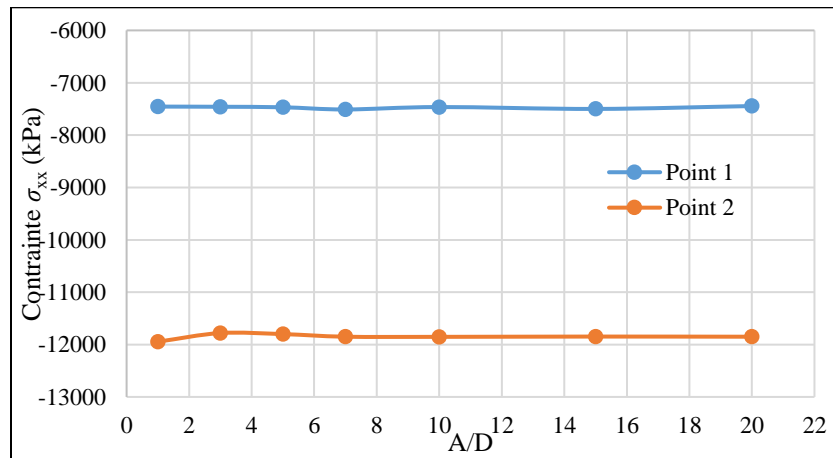


Figure A.39: Contrainte horizontale variée en fonction du ratio A/D pour les deux points dans la zone plastique ($\psi = 30^\circ$).

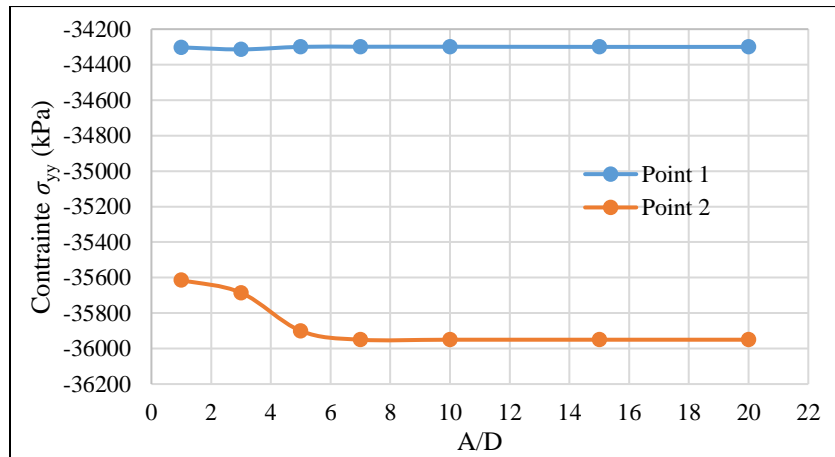


Figure A.40: Contrainte verticale variée en fonction du ratio A/D pour les deux points dans la zone plastique ($\psi = 30^\circ$).

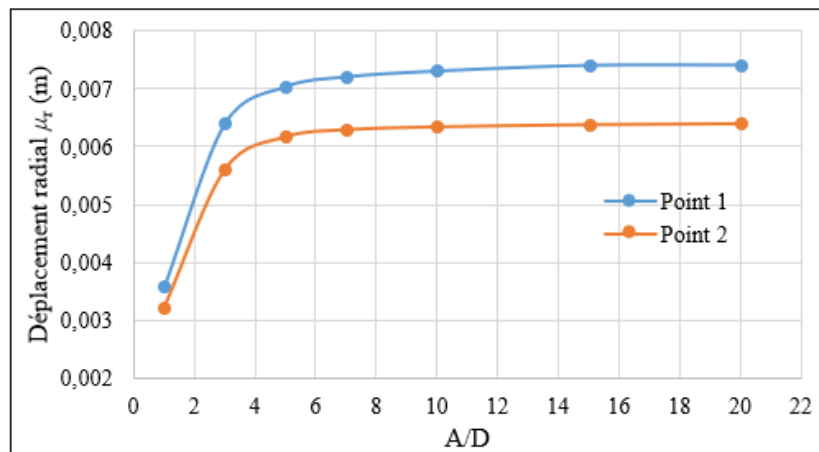


Figure A.41: Déplacement radial varié en fonction du ratio A/D pour les deux points dans la zone plastique ($\psi = 30^\circ$).

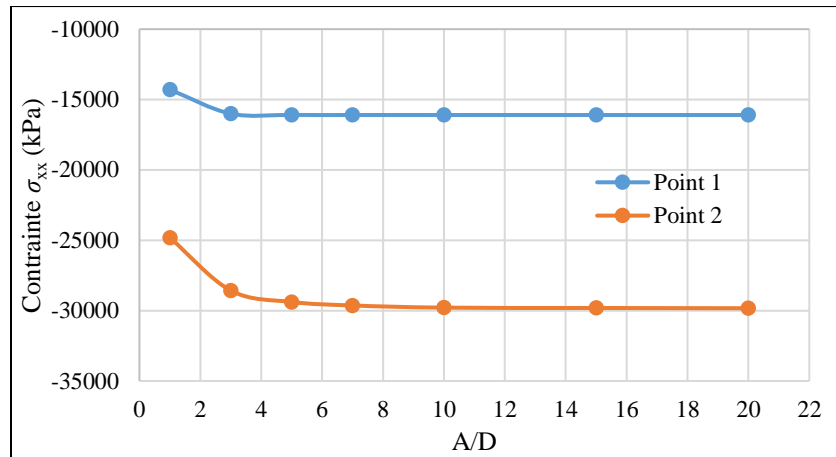


Figure A.42: Contrainte horizontale variée en fonction du ratio A/D pour les deux points dans la zone élastique ($\psi = 0^\circ$).

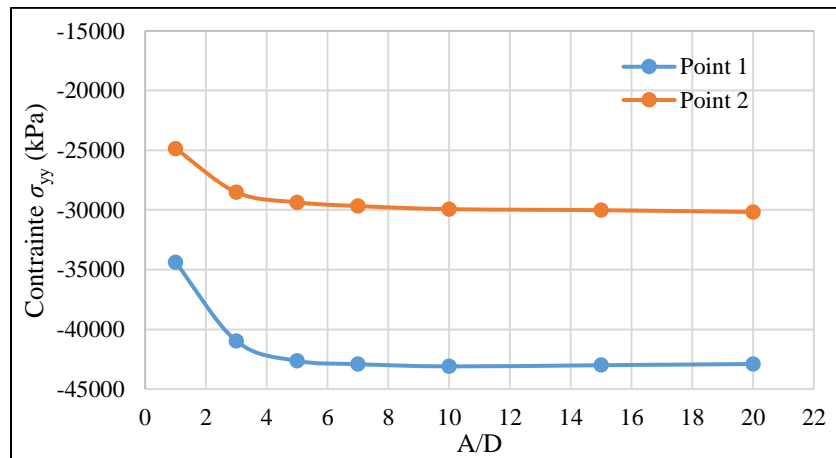


Figure A.43: Contrainte verticale variée en fonction du ratio A/D pour les deux points dans la zone élastique ($\psi = 0^\circ$).

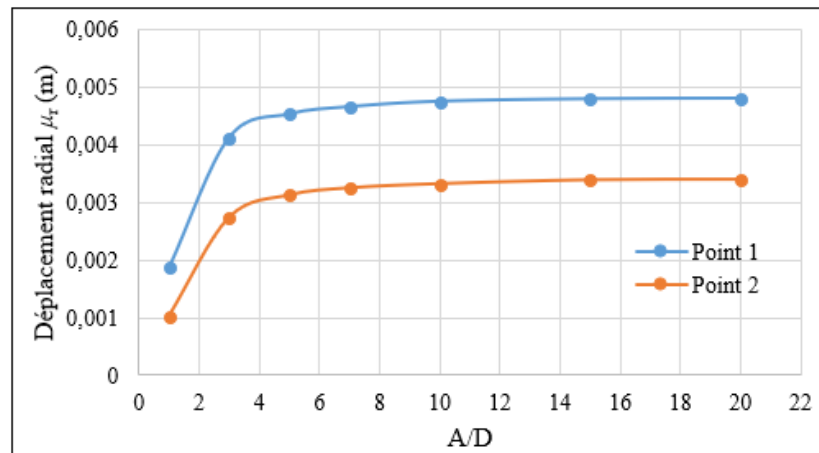


Figure A.44: Déplacement radial varié en fonction du ratio A/D pour les deux points dans la zone élastique ($\psi = 0^\circ$).

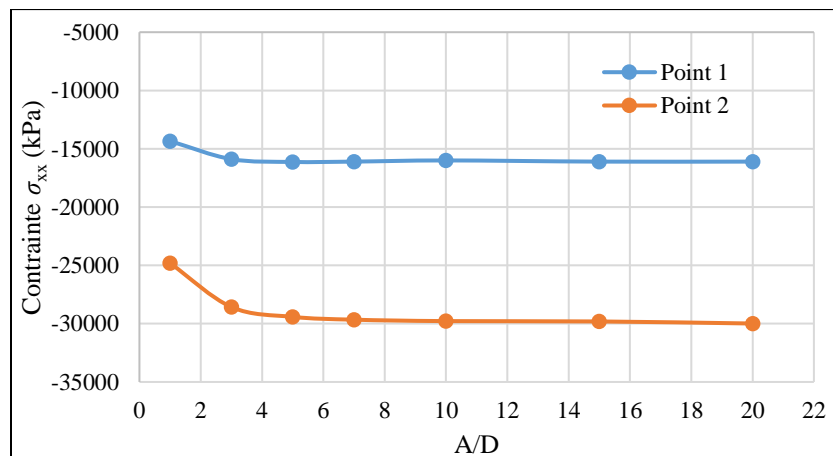


Figure A.45: Contrainte horizontale variée en fonction ratio A/D pour les deux points dans la zone élastique ($\psi = 30^\circ$).

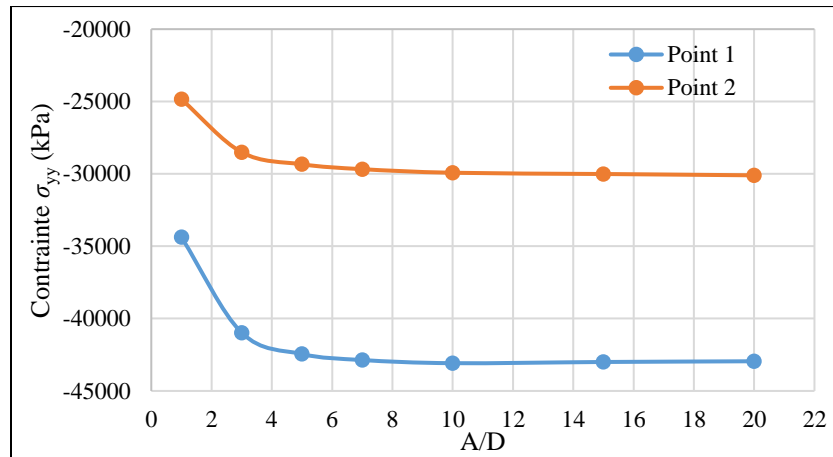


Figure A.46: Contrainte verticale variée en fonction du ratio A/D pour les deux points dans la zone élastique ($\psi = 30^\circ$).

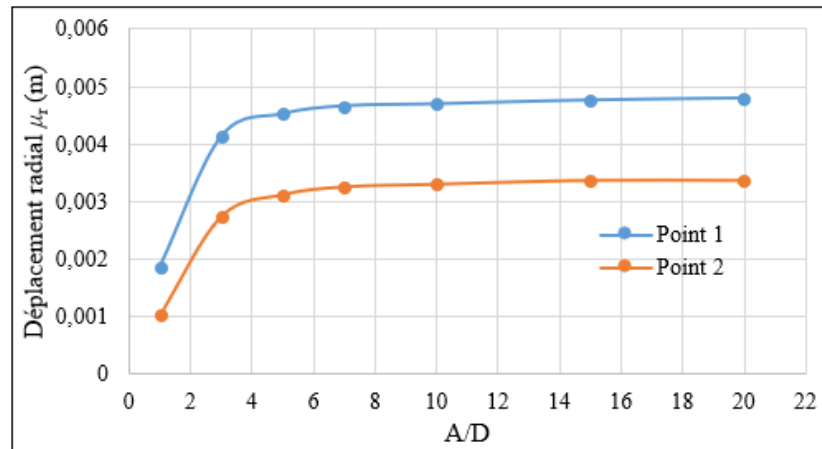


Figure A.47: Déplacement radial varié en fonction du ratio A/D pour les deux points dans la zone élastique ($\psi = 30^\circ$).

À partir des résultats obtenus, nous en arrivons aux conclusions suivantes pour l'influence du domaine :

- Pour la loi non-associée, les résultats se stabilisent avec un ratio A/D de 5 pour les contraintes et de 5 pour le déplacement radial.
- Pour la loi associée, les résultats se stabilisent avec un ratio de 5 pour les contraintes et de 5 pour le déplacement radial.

Donc, pour la suite du processus de validation du modèle élasto-plastique, nous avons utilisé un ratio A/D de 5 pour la loi non-associée et la loi associée.

A.2.4 Influence du maillage

Pour éviter les pertes de temps et les calculs inutiles, il faut évaluer l'effet du maillage sur les résultats obtenus avec le logiciel et trouver un maillage optimal qui permet d'obtenir des résultats corrects en moins de temps possible.

Tel que montré précédemment dans la section portant sur la validation du modèle élastique linéaire, l'analyse de la variation des contraintes et des déplacements sur un profil horizontal en faisant varier le nombre de divisions du maillage s'est avérée peu concluante. En effet, les résultats obtenus ne permettaient pas de déterminer un nombre de divisions minimal pour la stabilisation des résultats et donc, pour cette raison, ce type d'analyse n'a pas été répétée pour le modèle élasto-plastique.

Étant donné que le demi-cercle qui représente l'excavation n'a pas exactement une forme circulaire, il est pertinent d'évaluer le nombre de divisions qu'il doit y avoir à l'intérieur de celui-ci pour que les résultats se stabilisent pour des points situés autour (et très proche) de l'excavation. Pour ce faire, les contraintes et les déplacements d'un point situé sur la paroi du cercle ont été analysés (voir la figure A.15). Cette analyse a été réalisée pour le cas avec la loi associée et pour le cas avec la loi non-associée. Les figures A.48 et A.49 représentent les résultats obtenus pour la loi non-associée ($\psi = 0^\circ$) et les figures A.50 et A.51 représentent les résultats pour la loi associée ($\psi = 30^\circ$).

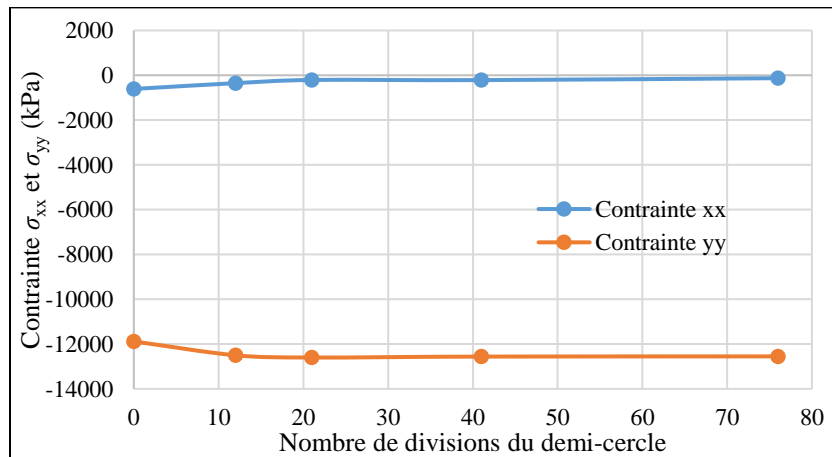


Figure A.48: Contraintes horizontale et verticale variées en fonction du nombre de divisions du demi-cercle ($\psi = 0^\circ$).

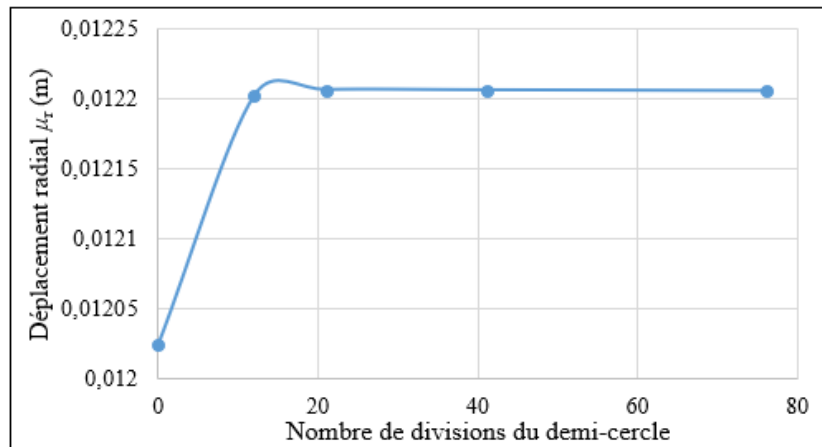


Figure A.49: Déplacement radial varié en fonction du nombre de divisions du demi-cercle ($\psi = 0^\circ$).

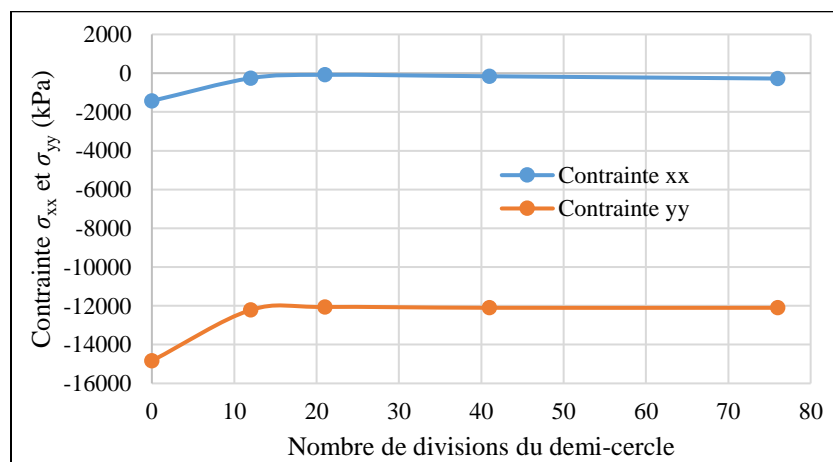


Figure A.50: Contraintes horizontale et verticale variées en fonction du nombre de divisions du maillage ($\psi = 30^\circ$).

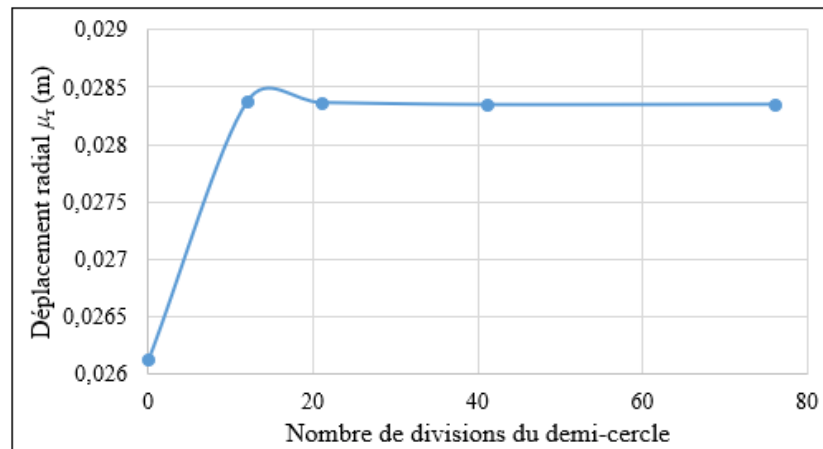


Figure A.51: Déplacement radial varié en fonction du nombre de divisions du demi-cercle ($\psi = 30^\circ$).

À partir de ces graphiques, nous avons déterminé le nombre minimal de divisions du demi-cercle nécessaires pour que les résultats se stabilisent. Nous avons déterminé qu'un minimum de 21 divisions sont nécessaires. Pour la suite de la validation de ce modèle, nous utiliserons au moins 21 divisions du demi-cercle pour compléter la modélisation du comportement élasto-plastique du matériau.

Dans le cas où l'on veut évaluer les contraintes et les déplacements de points étant éloignés de l'excavation, il n'est pas nécessaire d'avoir autant de divisions du demi-cercle. Nous avons analysé le nombre de divisions totale nécessaire, avec un nombre constant de divisions du demi-cercle, pour que les résultats se stabilisent. La figure A.52 représente la configuration des points utilisés.

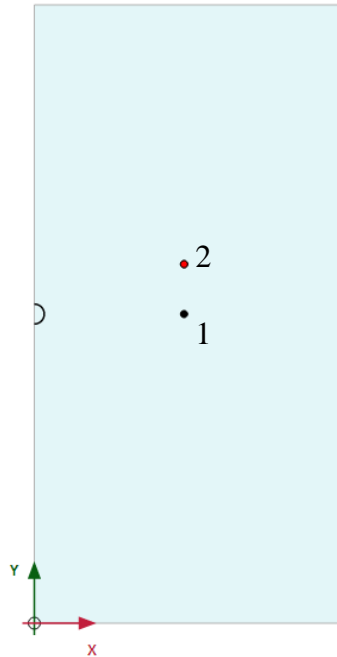


Figure A.52: Configuration utilisée pour analyser l'influence du maillage pour deux points éloignés de l'excavation.

Les figures A.53 à A.55 représentent les résultats avec une loi non-associée et les figures A.56 à A.58 représentent les résultats pour le cas avec la loi associée.

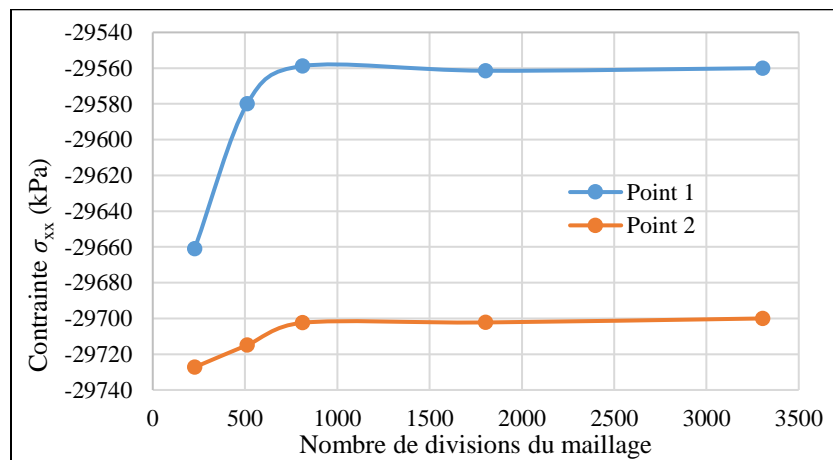


Figure A.53: Contrainte horizontale variée en fonction du nombre de divisions du maillage pour deux points éloignés de l'excavation ($\psi = 0^\circ$).

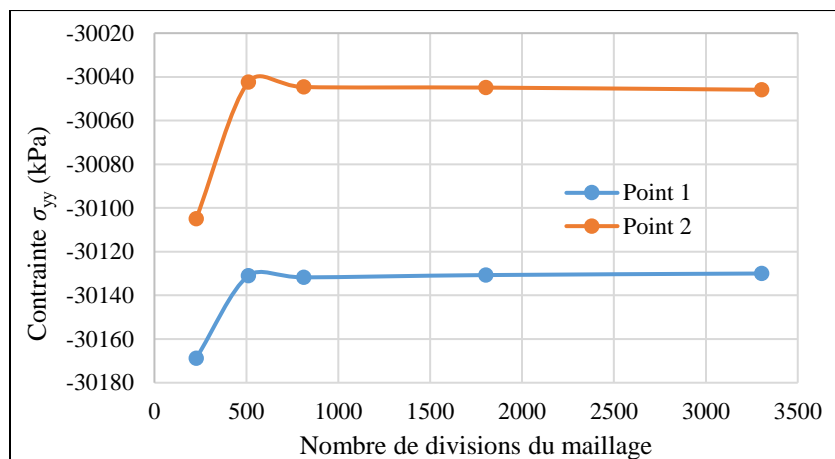


Figure A.54: Contrainte verticale variée en fonction du nombre de divisions du maillage pour deux points éloignés de l'excavation ($\psi = 0^\circ$).

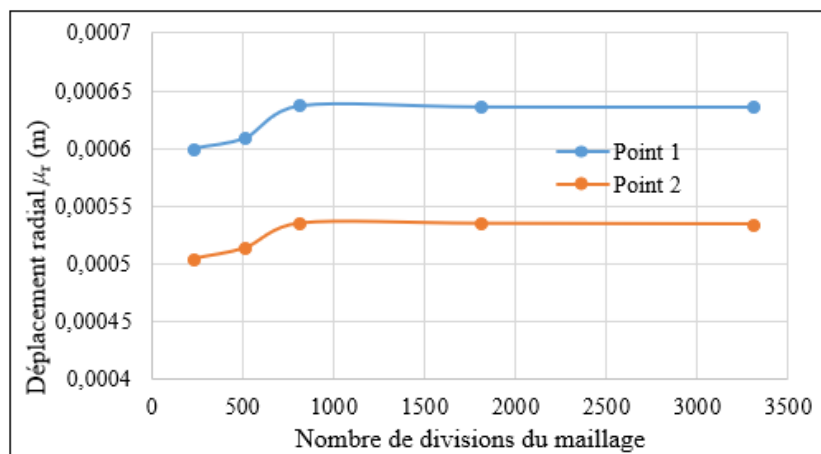


Figure A.55: Déplacement radial varié en fonction du nombre de divisions du maillage pour deux points éloignés de l'excavation ($\psi = 0^\circ$).

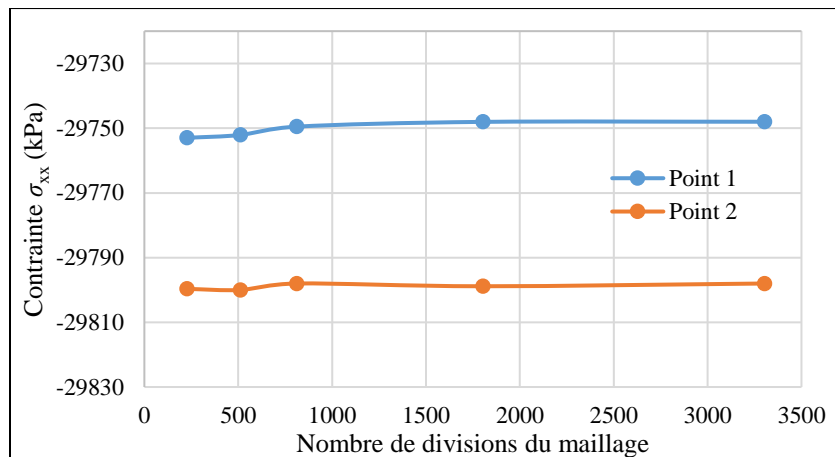


Figure A.56: Contrainte horizontale variée en fonction du nombre de divisions du maillage pour deux points éloignés de l'excavation ($\psi = 30^\circ$).

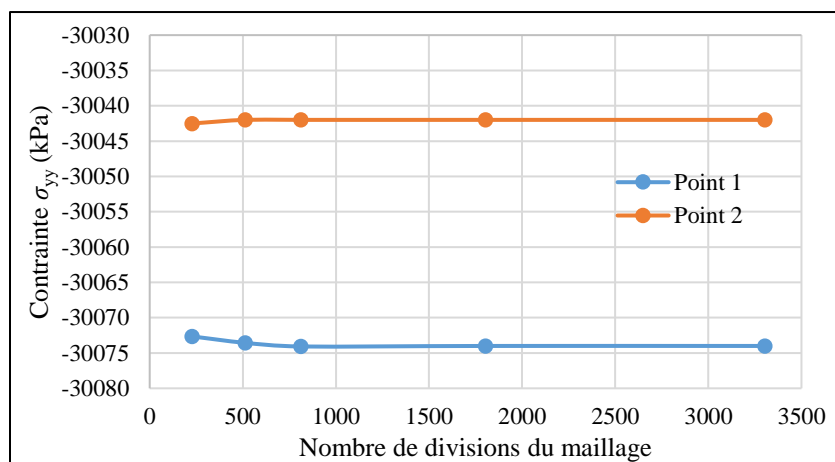


Figure A.57: Contrainte verticale variée en fonction du nombre de divisions du maillage pour deux points éloignés de l'excavation ($\psi = 30^\circ$).

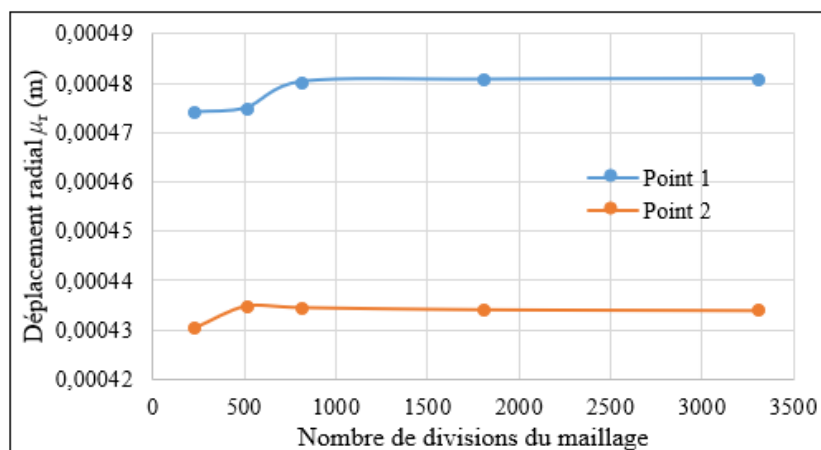


Figure A.58: Déplacement radial varié en fonction du nombre de divisions du maillage pour deux points éloignés de l'excavation ($\psi = 30^\circ$).

En se basant sur les résultats montrés sur les figures A.53 à A.58, nous en concluons qu'il n'est pas nécessaire de diviser le demi-cercle en beaucoup de segments pour que les résultats se stabilisent. En effet, les contraintes et déplacements mesurés aux deux points éloignés de l'excavation se stabilisent à partir d'environ 800 divisions totales du maillage pour seulement 2 divisions du demi-cercle de l'excavation.

Nous devons maintenant évaluer l'influence de la taille des éléments du maillage sur les résultats obtenus. Nous avons évalué l'effet de la taille du maillage pour deux points situés proches de l'excavation (voir figure A.59 ci-dessous).

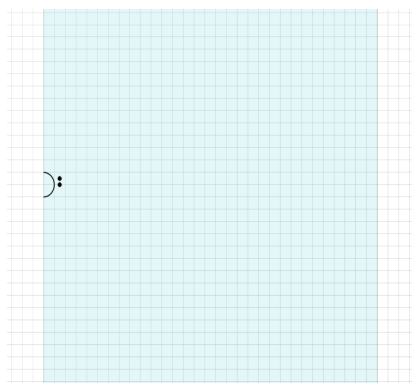


Figure A.59: Configuration utilisée pour analyser l'influence de la taille du maillage.

Nous avons évalué l'influence de la taille du maillage en faisant varier la taille du maillage de 2 à 10 m pour la loi non-associée et de 3 à 11 m pour la loi associée. Les résultats sont illustrés dans

les figures A.60 à A.62 pour la loi non-associée et dans les figures A.63 à A.65 pour la loi associée :

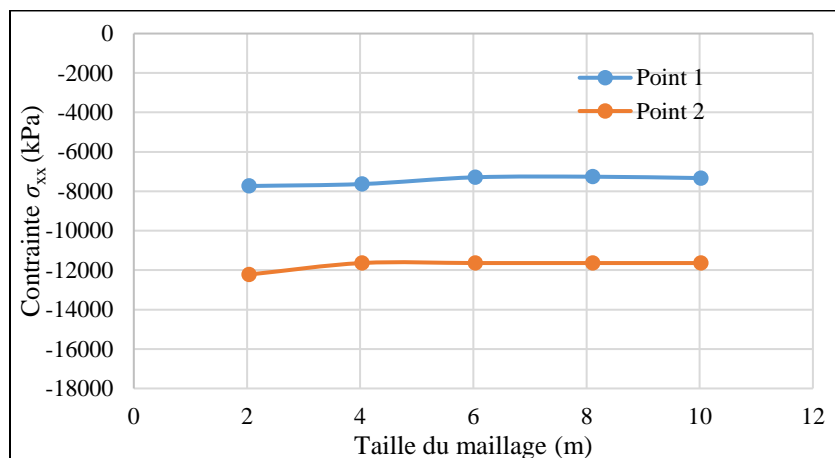


Figure A.60: Contrainte horizontale variée en fonction de la taille du maillage pour deux points proches de l'excavation ($\psi = 0^\circ$).

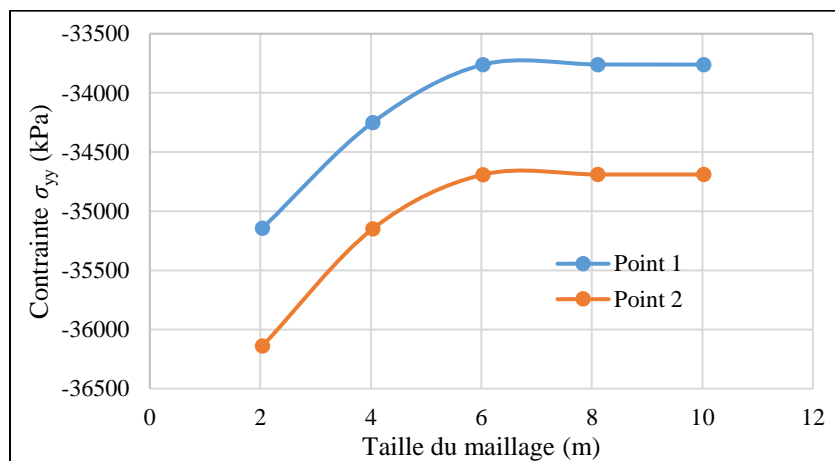


Figure A.61: Contrainte verticale variée en fonction de la taille du maillage pour deux points proches de l'excavation ($\psi = 0^\circ$).

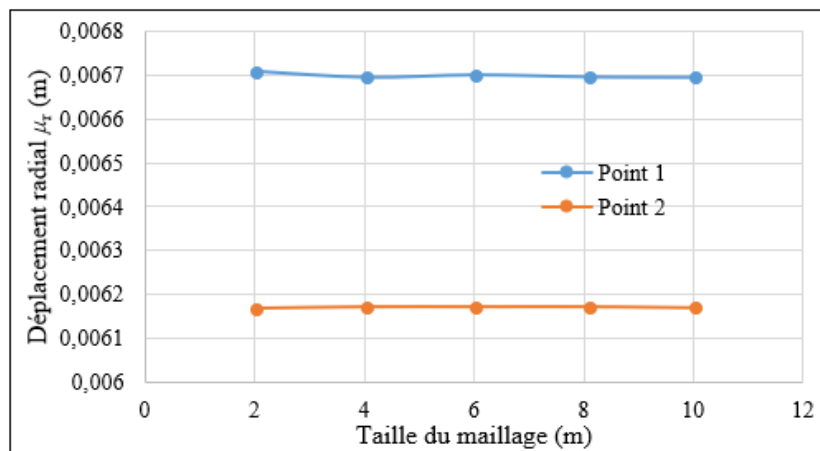


Figure A.62: Déplacement radial varié en fonction de la taille du maillage pour deux points proches de l'excavation ($\psi = 0^\circ$).

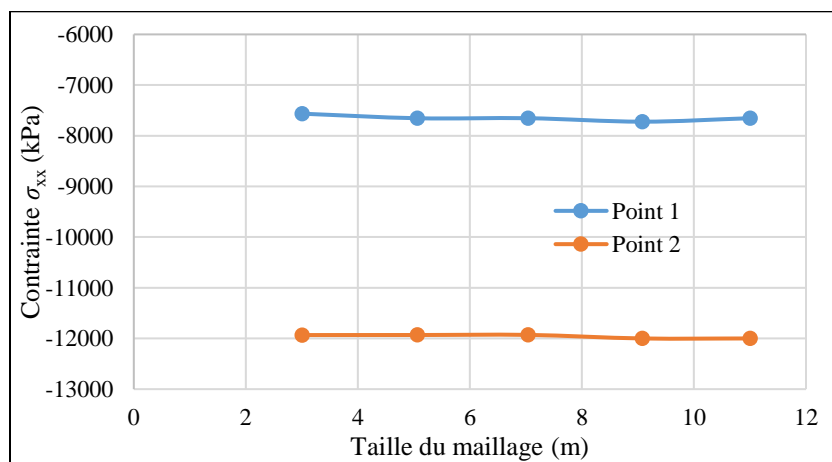


Figure A.63: Contrainte horizontale variée en fonction de la taille du maillage pour deux points proches de l'excavation ($\psi = 30^\circ$).

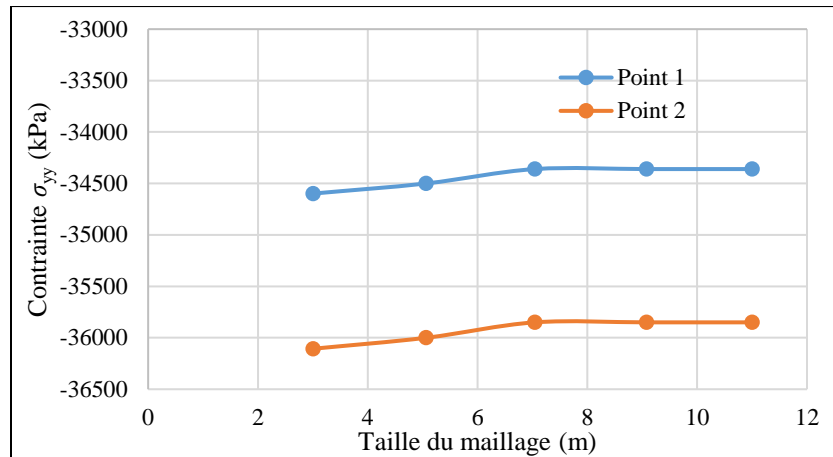


Figure A.64: Contrainte verticale variée en fonction de la taille du maillage pour deux points proches de l'excavation ($\psi = 30^\circ$).

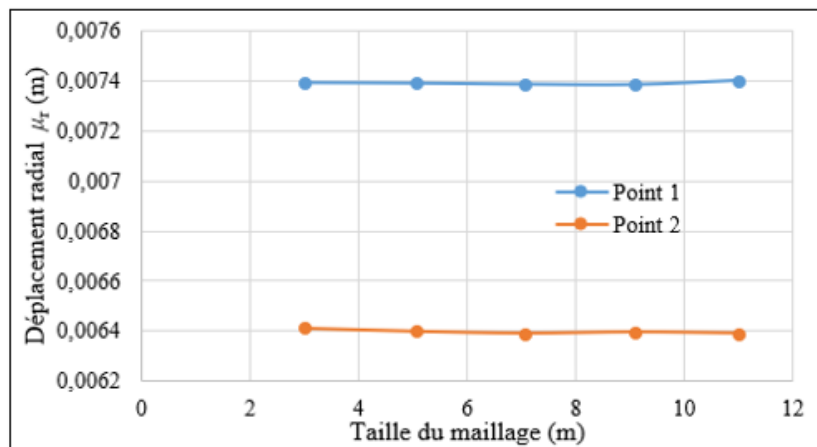


Figure A.65: Déplacement radial varié en fonction de la taille du maillage pour deux points proches de l'excavation ($\psi = 30^\circ$).

Nous en arrivons aux conclusions suivantes concernant la taille du maillage :

- Pour la loi non-associée, une taille des éléments d'au moins 6 m assure une stabilisation des résultats.
- Pour la loi associée, une taille des éléments d'au moins 7 m assure une stabilisation des résultats.

En conclusion, le maillage optimal pour traiter ce modèle élasto-plastique est un maillage où l'on découpe le demi-cercle en au-moins 21 divisions avec des éléments de maillage de 6 m de taille

pour la loi non-associée et de 7 m de taille pour la loi associée. Un maillage plus fin fournira à peu près les mêmes résultats mais cela augmentera le temps de calcul.

A.2.5 Comparaison entre les solutions analytiques et numériques

En se basant sur les conclusions formulées précédemment concernant l'effet du domaine et du maillage, le problème traité est modélisé avec le code Plaxis 2D 2017.

- Pour la loi non-associée ($\psi = 0^\circ$), le domaine est de ratio A/D égale à 10, avec un minimum de 21 divisions du demi-cercle et une taille moyenne des éléments du maillage de 6 m.
- Pour la loi associée ($\psi = 30^\circ$), le domaine est de ratio A/D égal à 20 avec un minimum de 21 divisions du demi-cercle et une taille moyenne des éléments du maillage de 7 m.

Les résultats obtenus numériquement par le logiciel sont comparés avec ceux calculés analytiquement par les équations de Salençon (1969) pour des profils à angles θ de 0° , 30° et 90° .

Premièrement, nous avons analysé les résultats des comparaisons entre les solutions analytiques et numériques avec la loi non-associée. Les résultats sont représentés dans les figures A.66 à A.74 suivantes :

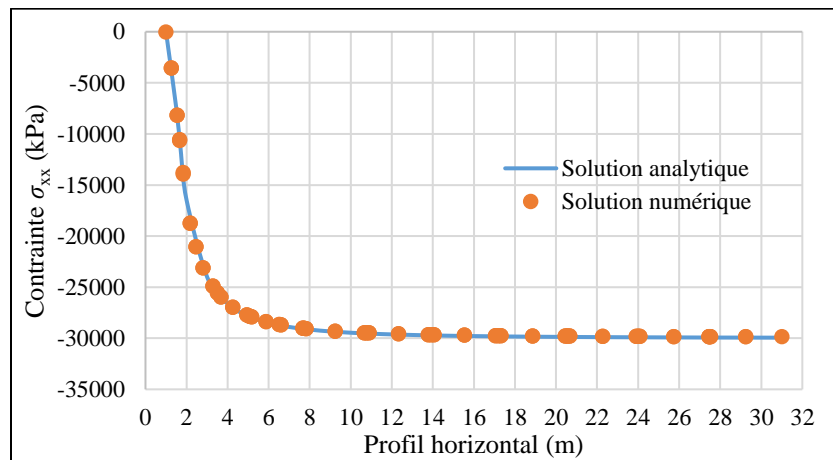


Figure A.66: Contrainte horizontale variée sur un profil horizontal pour $\theta = 0^\circ$ ($\psi = 0^\circ$).

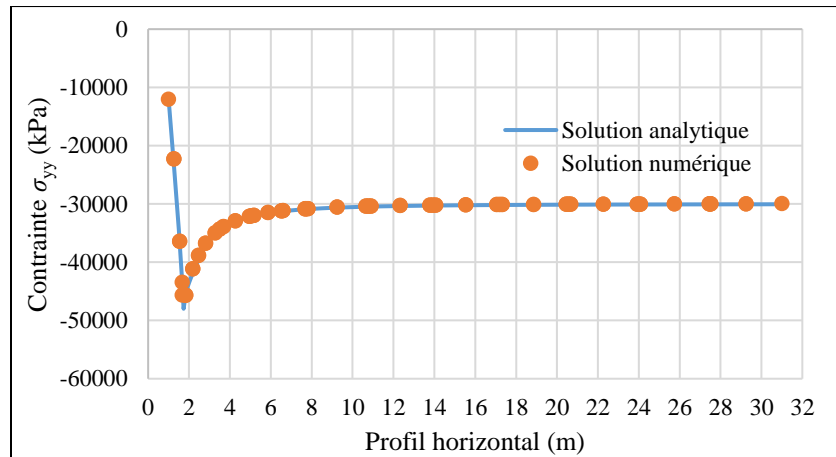


Figure A.67: Contrainte verticale variée sur un profil horizontal pour $\theta = 0^\circ$ ($\psi = 0^\circ$).

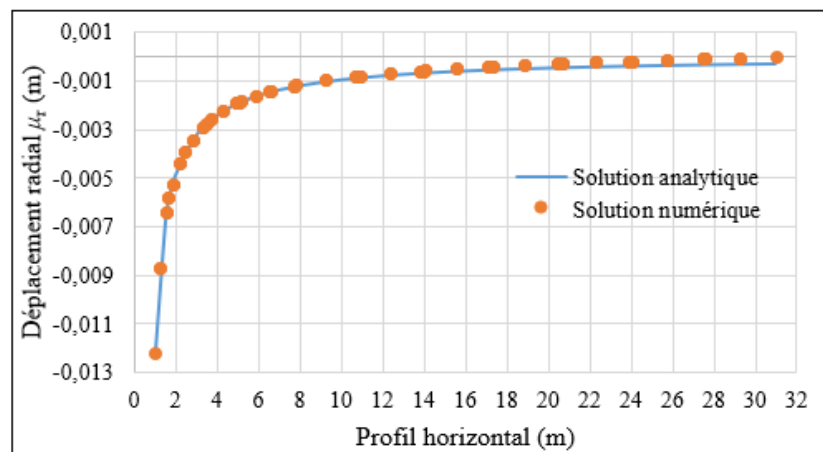


Figure A.68: Déplacement radial varié sur un profil horizontal pour $\theta = 0^\circ$ ($\psi = 0^\circ$).

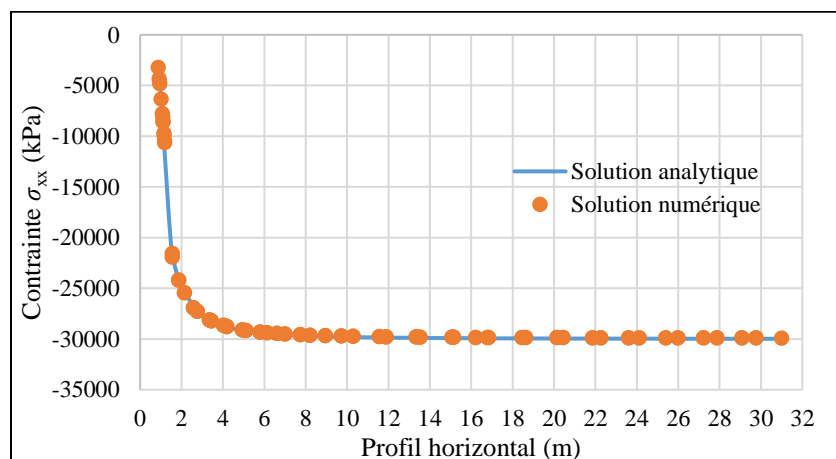


Figure A.69: Contrainte horizontale variée sur un profil horizontal pour $\theta = 30^\circ$ ($\psi = 0^\circ$).

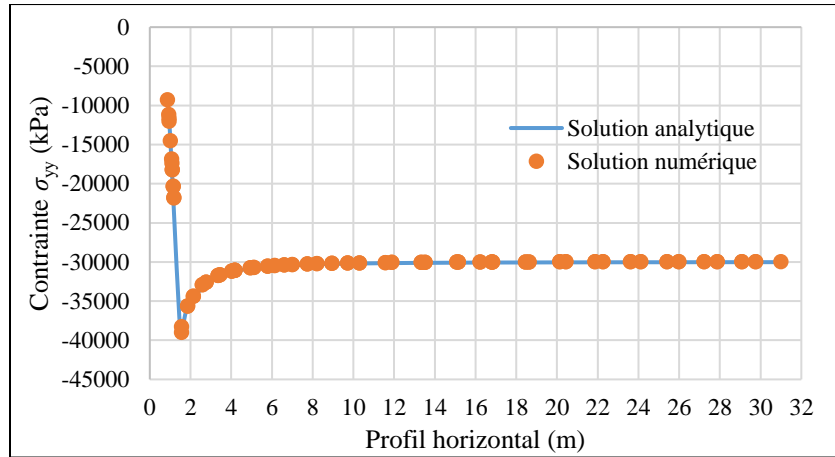


Figure A.70: Contrainte verticale variée sur un profil horizontal pour $\theta = 30^\circ$ ($\psi = 0^\circ$).

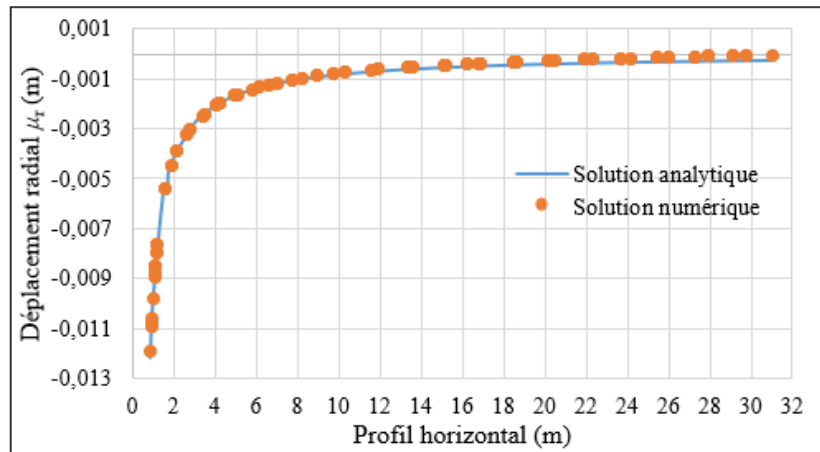


Figure A.71: Déplacement radial varié sur un profil horizontal pour $\theta = 30^\circ$ ($\psi = 0^\circ$).

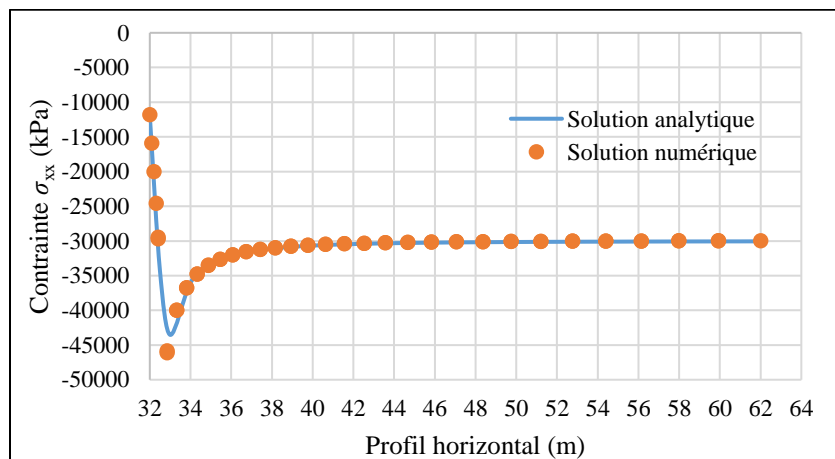


Figure A.72: Contrainte horizontale variée sur un profil vertical pour $\theta = 90^\circ$ ($\psi = 0^\circ$).

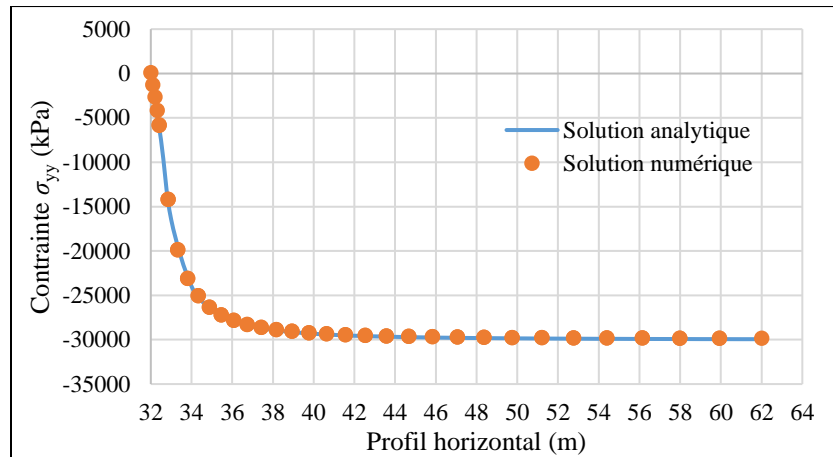


Figure A.73: Contrainte verticale variée sur un profil vertical pour $\theta = 90^\circ$ ($\psi = 0^\circ$).

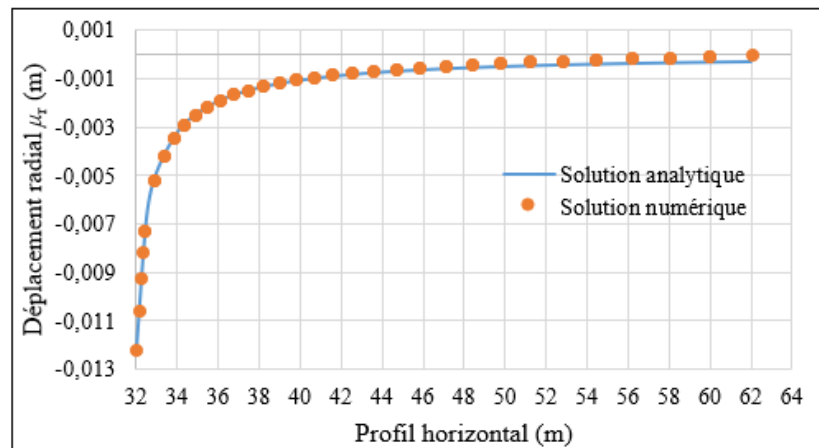


Figure A.74: Déplacement radial varié sur un profil vertical pour $\theta = 90^\circ$ ($\psi = 0^\circ$).

Les résultats obtenus grâce aux simulations numériques correspondent bien aux solutions analytiques des équations de Salençon (1969) pour différents angles θ . En effet, en consultant les figures (ci-dessus) représentant les courbes de contrainte horizontale et verticale, nous constatons que les solutions analytique et numérique sont très bien corrélées. Cependant, pour ce qui est des figures représentant les déplacements radiaux, nous avons constaté une différence de valeur entre les solutions analytique et numériques plus on s'éloigne de l'excavation. Les valeurs de déplacement pour des points situés aux extrémités sont altérées à cause des conditions frontières qui ont été fixées complètement. En fixant complètement les parois du modèle de l'étape fils à *fully fixed*, tel qu'illustré par la figure A.5, nous empêchons les points aux extrémités de subir des déformations dues à l'excavation. En consultant les figures A.68, A.71 et A.74, nous constatons

effectivement que les déplacements trouvés numériquement aux extrémités tournent autour de 0 tandis que les valeurs trouvées analytiquement sont plus représentatives.

Nous avons par la suite analysé les résultats des comparaisons entre les solutions analytiques et numériques avec la loi associée. Les résultats sont représentés dans les figures A.75 à A.83 suivantes :

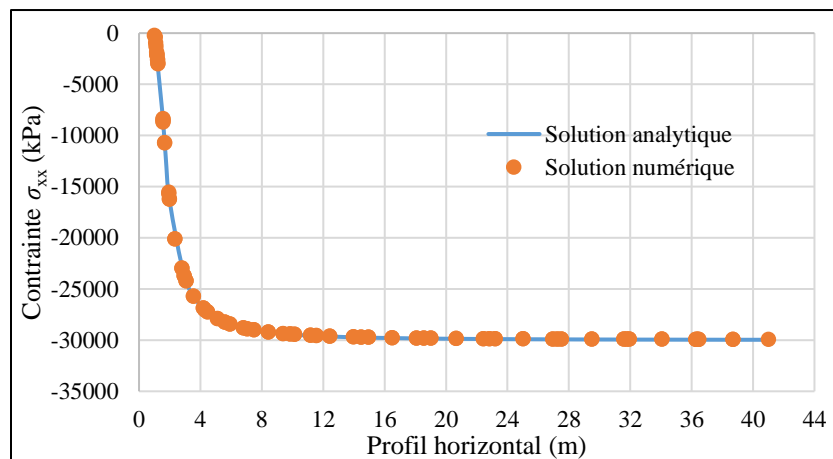


Figure A.75: Contrainte horizontale variée sur un profil horizontal pour $\theta = 0^\circ$ ($\psi = 30^\circ$).

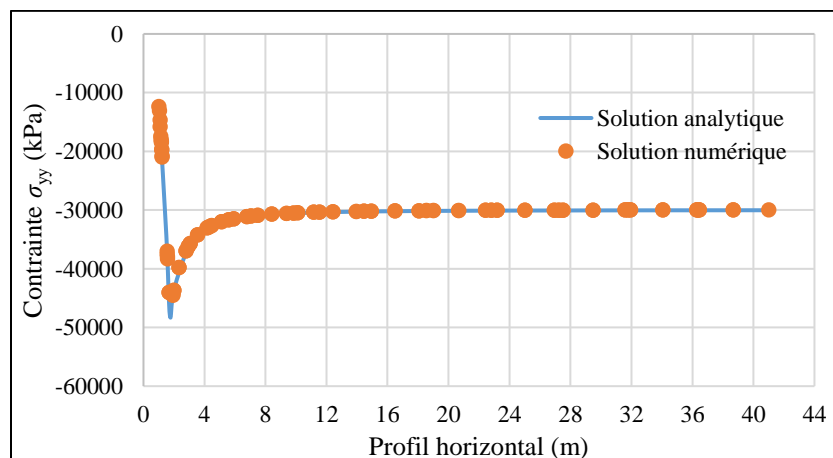


Figure A.76: Contrainte verticale variée sur un profil horizontal pour $\theta = 0^\circ$ ($\psi = 30^\circ$).

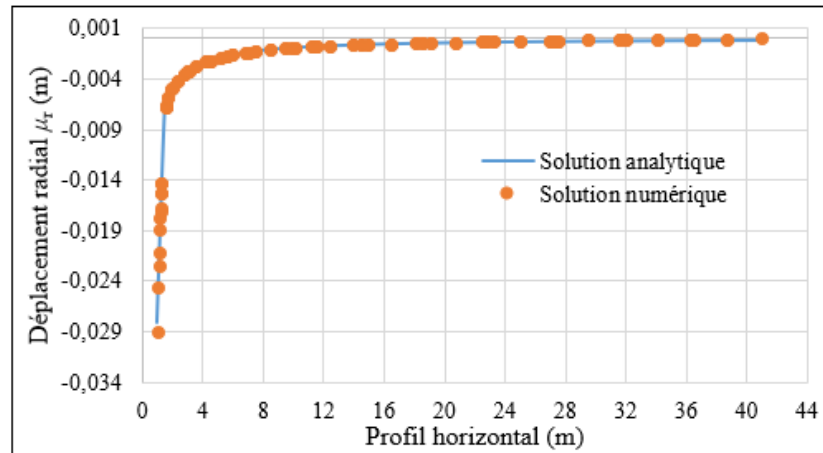


Figure A.77: Déplacement radial varié sur un profil horizontal pour $\theta = 0^\circ$ ($\psi = 30^\circ$).

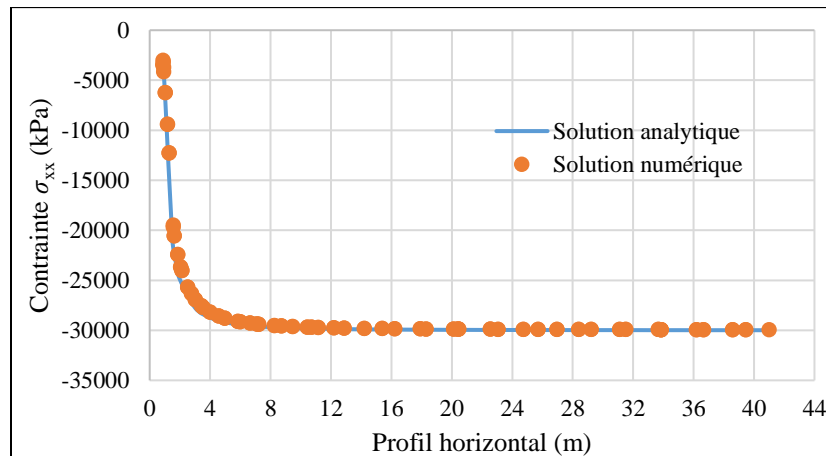


Figure A.78: Contrainte horizontale variée sur un profil horizontal pour $\theta = 30^\circ$ ($\psi = 30^\circ$).

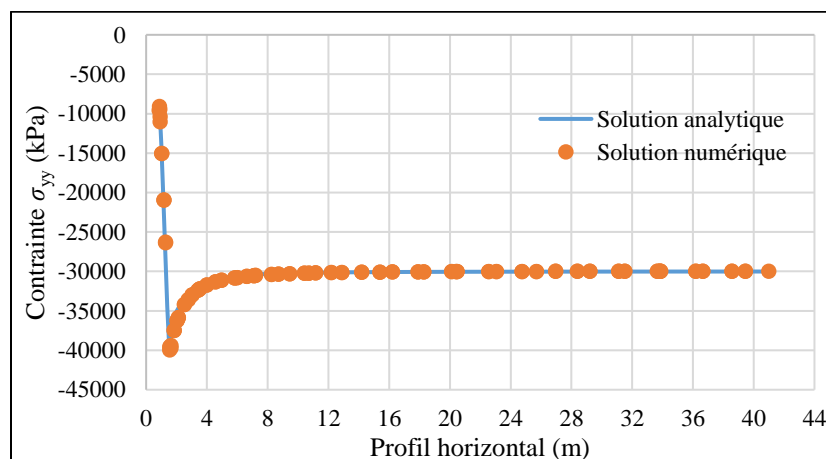


Figure A.79: Contrainte verticale variée sur un profil horizontal pour $\theta = 30^\circ$ ($\psi = 30^\circ$).

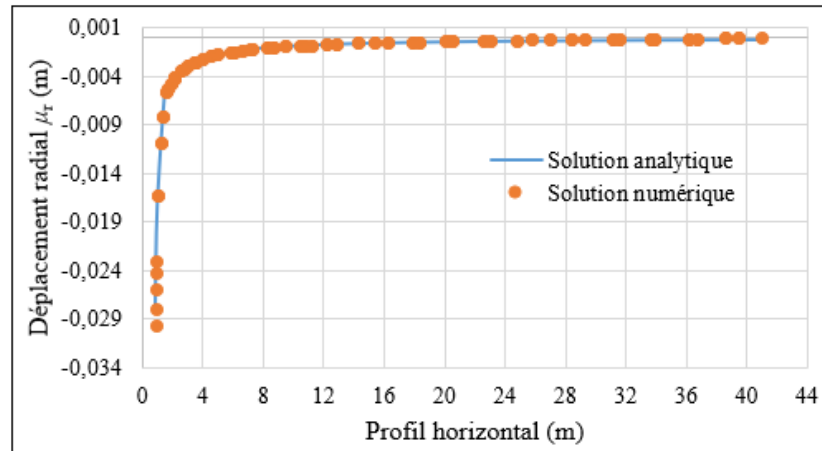


Figure A.80: Déplacement radial varié sur un profil horizontal pour $\theta = 30^\circ$ ($\psi = 30^\circ$).

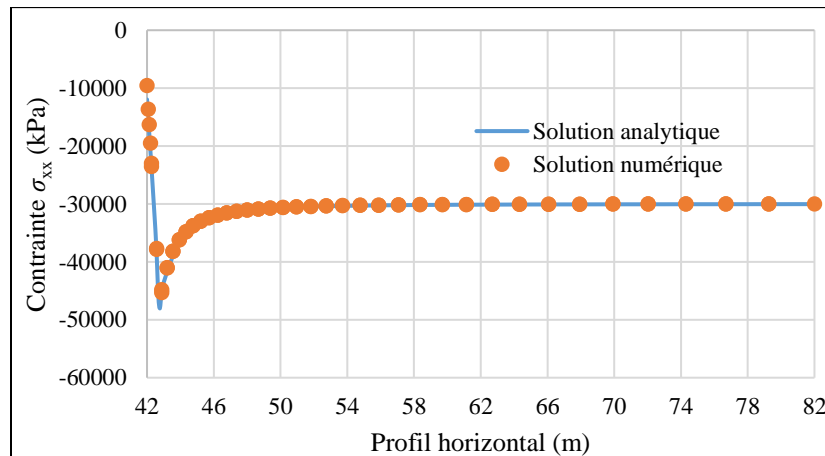


Figure A.81: Contrainte horizontale variée sur un profil vertical pour $\theta = 90^\circ$ ($\psi = 30^\circ$).

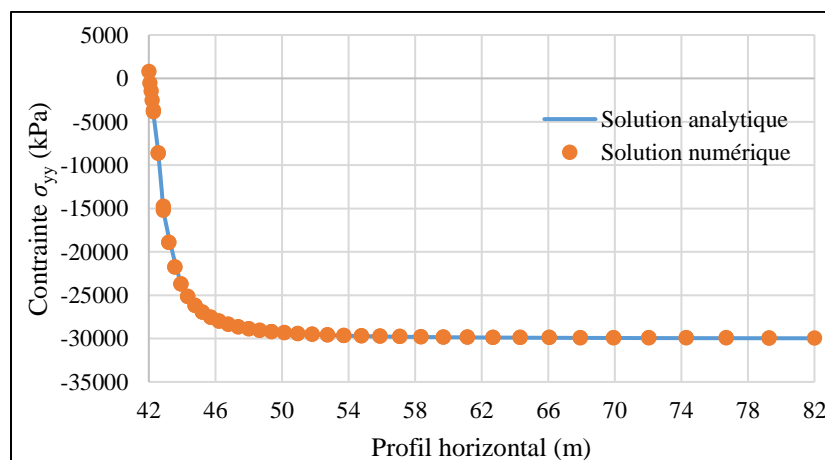


Figure A.82: Contrainte verticale variée sur un profil vertical pour $\theta = 90^\circ$ ($\psi = 30^\circ$).

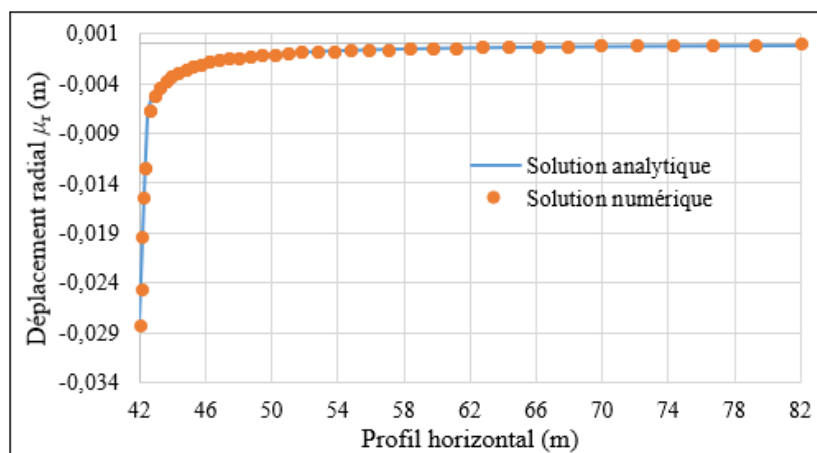


Figure A.83: Déplacement radial varié sur un profil vertical pour $\theta = 90^\circ$ ($\psi = 30^\circ$).

Nous avons remarqué encore une fois que les valeurs de déplacement pour des points situés aux extrémités sont altérées à cause des conditions frontières qui ont été fixées complètement.

Cependant, nous avons constaté qu'en ayant utilisé un domaine plus grand pour le cas avec la loi associée ($A/D = 20$) que les résultats pour les déplacements trouvés numériquement sont assez bien corrélés avec les résultats de la solution analytique. Les contraintes sont également bien corrélées et ce pour les 3 angles θ (0° , 30° et 90°) évalués.

Nous pouvons conclure que la configuration choisie pour modéliser le modèle élasto-plastique avec le logiciel Plaxis 2D 2017 est adéquate. Cette configuration consistait à fixer les parois du modèle dans le fichier père et de fixer toutes les parois dans le fichier fils sauf pour celle qui passait à travers l'excavation. Cette paroi était donc seulement fixée horizontalement. Avec cette configuration, les résultats obtenus étant corrects lorsqu'on les comparaisait aux solutions analytiques.

Nous pouvons donc utiliser cette configuration pour analyser les contraintes et les déplacements à proximité de l'excavation. Cependant, Si l'on s'intéresse à analyser les déplacements pour des points qui se trouvent loin de l'excavation, il faut modéliser le problème en élargissant le domaine avec un ratio $A/D \geq 15$ pour le modèle avec la loi non-associée et avec un ratio $A/D \geq 20$ pour le modèle avec la loi associée. De plus, pour des points éloignés de l'excavation, il n'est pas nécessaire de diviser le cercle en beaucoup de segments et le nombre minimal de divisions totale du maillage s'élève autour de 800 divisions.

L'angle de dilatance utilisé a une influence sur les résultats. Les valeurs de contraintes et déplacements ne sont clairement pas les mêmes selon l'angle de dilatance. Également, nous avons obtenu de meilleures corrélations des courbes des solutions analytique et numérique pour $\psi = 30^\circ$ puisque nous avons élargi le domaine ($A/D = 20$).

A.3 Validation du modèle basé sur le critère de Hoek-Brown du code Plaxis 2D 2017

La vérification se fait en modélisant une excavation de forme cylindrique de longueur infinie dans un espace infini. Le critère de Hoek-Brown est plus représentatif dans le cas où la masse rocheuse se déforme inélastiquement et qu'elle est en rupture. Ce critère peut soit avoir une loi associée ($\psi = \phi$) ou une loi non-associée ($\psi = 0^\circ$). L'exercice de la vérification est fait en comparant les solutions analytiques et numériques. Les solutions analytiques de contraintes et de déplacements autour de l'excavation cylindrique sont données par les solutions de Carranza-Torres et Fairhurst (1999) et par Carranza-Torres (2004).

A.3.1 Solution analytique

Les solutions analytiques présentées dans cette section sont celles formulées par Carranza-Torres et Fairhurst (1999) et Carranza-Torres (2004). La validation du critère de Hoek-Brown est faite uniquement avec le cas de la loi non-associée avec $\psi = 0^\circ$ et le cas avec une loi associée ($\psi = \phi$) n'est donc pas évaluée.

La contrainte éloignée et normalisée S_o , ainsi que la pression interne normalisée P_i , sont exprimées par les expressions suivantes :

$$S_o = \frac{\sigma_o}{m_b \cdot \sigma_{ci}} + \frac{s}{m_b^2} \quad (\text{A.18})$$

$$P_i = \frac{p_i}{m_b \cdot \sigma_{ci}} + \frac{s}{m_b^2} \quad (\text{A.19})$$

où p_i représente la pression interne, σ_{ci} la résistance en compression uniaxiale de la roche intacte, σ_o la contrainte naturelle isotrope et s et m_b des paramètres de Hoek Brown.

La pression interne critique et normalisée P_i^{cr} , qui constitue la limite à laquelle la limite d'élasticité est atteinte, est exprimée comme suit :

$$P_i^{cr} = \frac{1}{16} [1 - \sqrt{1 + 16S_o}]^2 \quad (\text{A.20})$$

La pression critique interne est donc :

$$p_i^{cr} = \left[P_i^{cr} - \frac{s}{m_b^2} \right] m_b \sigma_{ci} \quad (\text{A.21})$$

La région plastique autour de l'excavation est délimitée par $p_i < p_i^{cr}$. Le rayon de cette zone est défini par l'expression suivante :

$$b_{pl} = b * \exp \left[2 \left(\sqrt{P_i^{cr}} - \sqrt{P_i} \right) \right] \quad (\text{A.22})$$

où b représente le rayon de l'excavation.

Les contraintes σ_r et σ_θ dans la zone plastique ($r < b_{pl}$) sont représentées par les équations suivantes :

$$S_r(r) = \left[\sqrt{P_i^{cr}} + \frac{1}{2} \ln \left(\frac{r}{b_{pl}} \right)^2 \right]^2 \quad (\text{A.23})$$

$$S_\theta(r) = S_r(r) + \sqrt{S_r(r)} \quad (\text{A.24})$$

$$\sigma_r = \left[S_r(r) - \frac{s}{m_b^2} \right] m_b \sigma_{ci} \quad (\text{A.25})$$

$$\sigma_\theta = \left[S_\theta(r) - \frac{s}{m_b^2} \right] m_b \sigma_{ci} \quad (\text{A.26})$$

Les contraintes σ_r et σ_θ dans la zone élastique ($r > b_{pl}$) sont représentées par les équations suivantes :

$$\sigma_r = \sigma_o - (\sigma_o - p_i^{cr}) \left(\frac{b_{pl}}{r} \right)^2 \quad (\text{A.27})$$

$$\sigma_\theta = \sigma_o + (\sigma_o - p_i^{cr}) \left(\frac{b_{pl}}{r} \right)^2 \quad (\text{A.28})$$

Dans le cas d'une loi non-associée avec aucune dilatation, le déplacement radial μ_r dans la zone plastique est représenté par l'équation suivante :

$$\begin{aligned} \mu_r = \left(\frac{b * \sigma_o}{2G} \right) & \left[\left(1 - \frac{P_i^{cr}}{\sigma_{ci}} \right) \frac{b_{pl}}{b} \frac{A1+1}{A1-1} \frac{r}{b_{pl}} + \frac{D}{2(S_o - P_i^{cr})(1-A1)^3} \left(\frac{r}{b_{pl}} \right)^{A1} - \frac{2}{A1-1} \left(\frac{r}{b_{pl}} \right)^{A1} + \right. \\ & \left. \frac{c}{4(S_o - P_i^{cr})(1-A1)} \frac{r}{b_{pl}} \left(\ln \left(\frac{r}{b_{pl}} \right) \right)^2 + \frac{D}{2(S_o - P_i^{cr})(1-A1)^3} \frac{r}{b_{pl}} \left((1-A1) \ln \left(\frac{r}{b_{pl}} \right) - 1 \right) \right] \quad (\text{A.29}) \end{aligned}$$

Où,

$$- \quad A1 = -K_\psi = \frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi},$$

- $A2 = 1 - \nu - \nu K_\psi$
- $A3 = \nu - (1 - \nu) K_\psi$
- $C = A2 - A3$
- $D = A2 \left[2(1 - A1) \sqrt{P_i^{cr}} - 1 \right] - A3 \left[2(1 - A1) \sqrt{P_i^{cr}} - A1 \right]$
- ψ représente l'angle de dilatance,
- ν représente le coefficient de Poisson,
- G représente le module de cisaillement.

Tandis que le déplacement radiale μ_r dans la zone élastique est représenté par l'équation suivante :

$$\mu_r = \frac{S_o - P_i^{cr}}{2G} \frac{b_{pl}^2}{r} \quad (A.30)$$

Les contraintes σ_r et σ_θ calculées sont par la suite converties en coordonnées cartésiennes (σ_{xx} et σ_{yy}) pour pouvoir les comparer aux contraintes cartésiennes obtenues numériquement.

A.3.2 Modélisation avec Plaxis 2D

Les paramètres suivants ont été utilisés pour modéliser la masse rocheuse :

- $G = 2,2 \text{ GPa}$
- $K = 3,667 \text{ GPa}$
- $\gamma = 0,00001 \text{ kN/m}^3$ (pour simuler une gravité nulle)
- $\psi = 0^\circ$ (pour la loi non-associée)

Les paramètres de Hoek-Brown pour la masse rocheuse sont les suivants :

- $m_b = 1,7$
- $m_i = 10,11$
- $GSI = 50,1$
- $s = 0,0039$
- $a = 0,5$
- $D = 0$
- $\sigma_{ci} = -30 \text{ MPa}$ (compression)

L'excavation est soumise à une contrainte σ_0 de -30 MPa (la compression est négative avec le code Plaxis 2D 2017). La pression interne p_i , qui agit perpendiculairement sur les parois circulaires de l'excavation, est égale à -5 MPa.

Le processus de configuration est le même que celui utilisé pour le modèle élastique linéaire. C'est-à-dire que le modèle consiste en une étape père où l'on applique les contraintes naturelles et défini les conditions frontières, sans faire d'excavation, et une étape fils qui hérite des contraintes de l'étape père et où est créer l'excavation du cylindre de longueur infinie.

Pour l'étape père, nous devons simuler une contrainte naturelle de -30 MPa. Pour ce faire, les conditions frontières sont fixées pour empêcher tous mouvements de celles-ci et les contraintes σ_1 , σ_2 et σ_3 sont fixées à -30 MPa. Ces conditions frontières sont gardées constantes pour l'étape fils dans laquelle on procède à l'excavation (voir figure A.84 et A.85 ci-dessous).

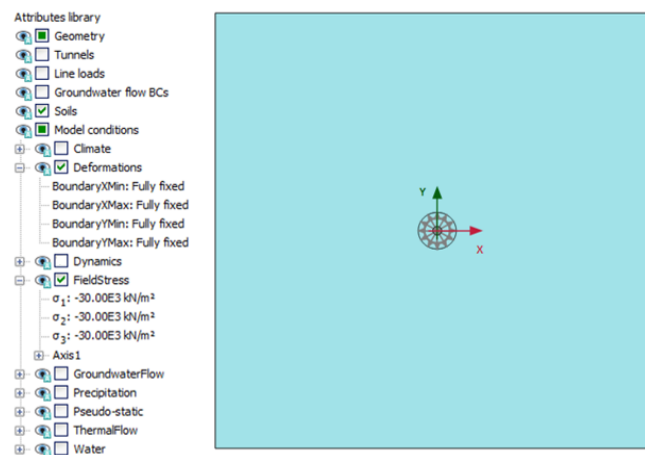


Figure A.84: Modèle de l'étape père - fixations des conditions frontières, application des contraintes naturelles et sans excavation.

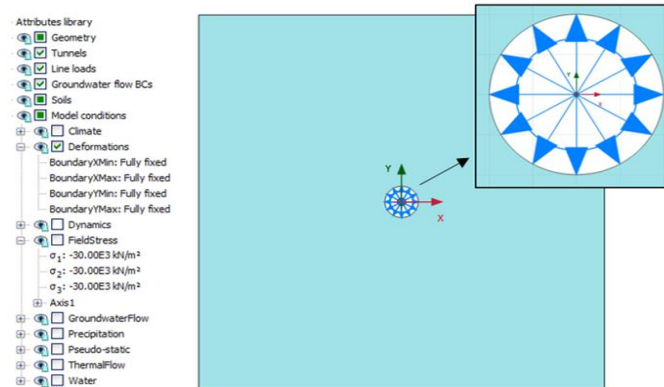


Figure A.85: Modèle de l'étape fils - fixation des conditions frontières, application des contraintes naturelles et avec l'excavation dans le massif rocheux avec une contrainte interne $p_i = -5\text{MPa}$ (compression).

A.3.3 Influence du domaine

Il est nécessaire pour toutes modélisations numériques de déterminer un domaine optimal. L'influence du domaine est étudiée en augmentant la taille du modèle jusqu'à obtenir des résultats constants. Pour ce faire, les contraintes et les déplacements de deux points situés relativement proches de l'excavation sont analysés. Pour augmenter la taille du modèle, nous faisons varier la distance A tout en gardant le diamètre D de l'excavation constant.

L'influence du domaine est analysée en faisant varier le ratio de A/D à 1, 3, 5, 7, 10 et 15. Deux points seront utilisés, un dans la zone plastique et le deuxième dans la zone élastique. Pour ce faire, nous avons calculé la valeur du rayon b_{pl} étant égale à 3,25 m. Le point dans la zone plastique est donc situé à l'intérieur d'un rayon de 3,25 m tandis que le point dans la zone élastique est situé au-delà du rayon b_{pl} . La figure A.86 illustre l'emplacement des points étudiés dans le modèle.

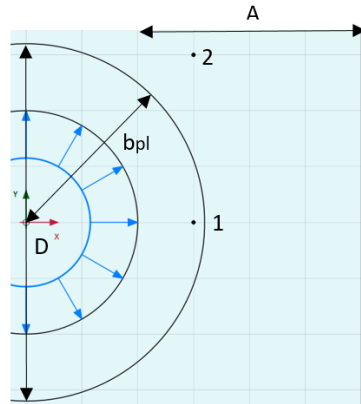


Figure A.86: Illustration des dimensions et points étudiés pour l'influence du domaine dans le modèle.

Le point 1 dans la zone plastique est situé à une distance horizontale de 1 m de la paroi du cercle à un angle de 0° (par rapport à l'horizontal). Le point 2 dans la zone élastique à un angle de 45° par rapport à l'horizontal et est situé à une distance égale à $3\sqrt{2}$ m du centre de l'excavation.

L'angle et les distances de ces points par rapport à l'excavation sont gardées constantes lorsqu'on fait varier le ratio A/D . Les figures A.87 à A.89 représentent les résultats obtenus dans le cas de la loi non-associée ($\psi = 0^\circ$) pour l'étude du domaine.

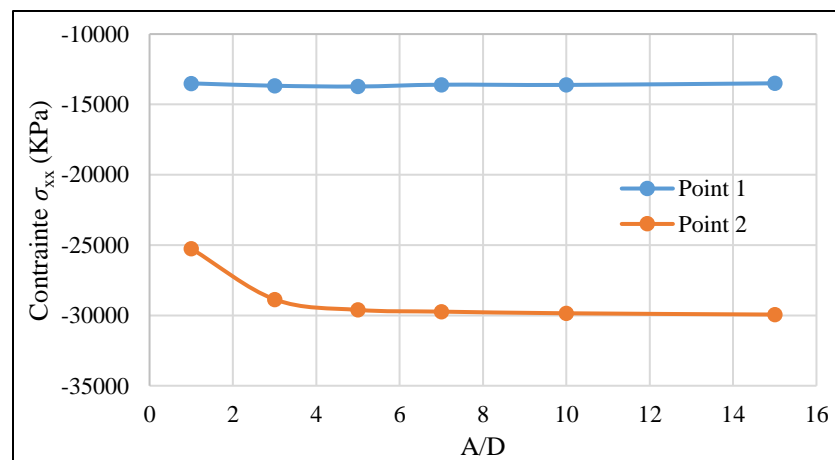


Figure A.87: Contrainte horizontale variée en fonction du ratio A/D pour les deux points ($\psi = 0^\circ$).

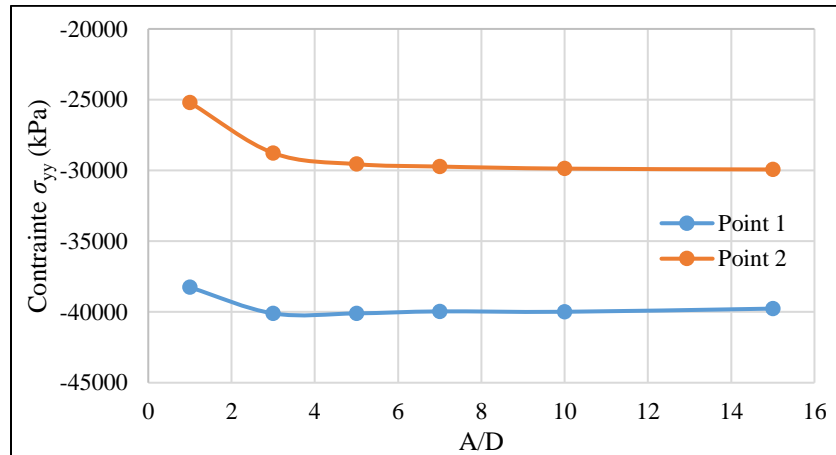


Figure A.88: Contrainte verticale variée en fonction du ratio A/D pour les deux points ($\psi = 0^\circ$).

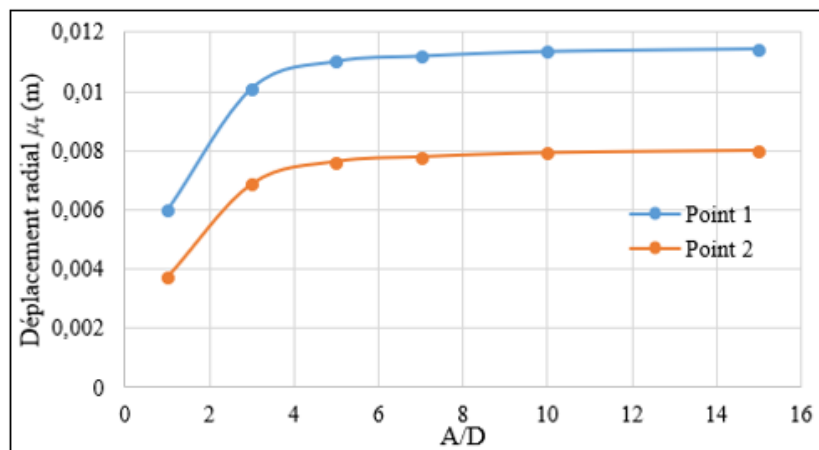


Figure A.89: Déplacement radial varié en fonction du ratio A/D pour les deux points dans la zone plastique ($\psi = 0^\circ$).

À partir des résultats obtenus, nous en arrivons aux conclusions suivantes pour l'influence du domaine :

- Les résultats se stabilisent avec un ratio A/D de 5 pour les contraintes
- Les résultats se stabilisent avec un ratio A/D de 10 pour le déplacement radial.

Donc, pour la suite du processus de validation du modèle basé sur le critère de Hoek-Brown, nous avons utilisé un ratio A/D de 10 pour la loi non-associé.

A.3.4 Influence du maillage

Tel que montré précédemment dans la section portant sur la validation du modèle élastique linéaire, l'analyse de la variation des contraintes et des déplacements sur un profil horizontal en faisant varier le nombre total de divisions du maillage s'est avérée peu concluante. En effet, les résultats obtenus ne permettaient pas de déterminer un nombre total de divisions minimal pour la stabilisation des résultats et donc, pour cette raison, ce type d'analyse n'a pas été répétée pour le modèle basé sur le critère de Hoek-Brown.

Il est donc pertinent d'évaluer le nombre de divisions qu'il doit y avoir à l'intérieur de l'excavation cylindrique pour que les résultats se stabilisent pour des points situés proches de cette excavation. Pour ce faire, les contraintes et les déplacements d'un point situé sur la paroi du cercle ont été analysés (voir la figure A.15). Cette analyse a été réalisée pour le cas avec la loi non-associée. Les figures A.90 et A.91 représentent les résultats obtenus pour la loi non-associée ($\psi = 0^\circ$) pour l'étude du nombre de divisions nécessaire de l'excavation.

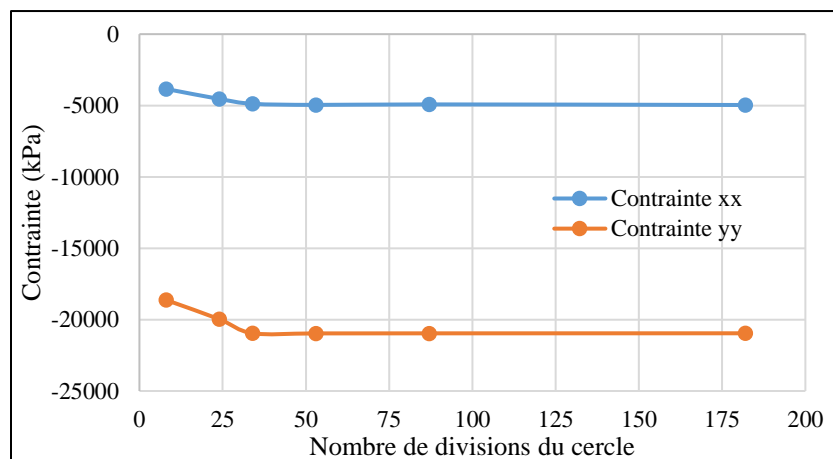


Figure A.90: Contraintes horizontale et verticale variées en fonction du nombre de divisions du demi-cercle ($\psi = 0^\circ$).

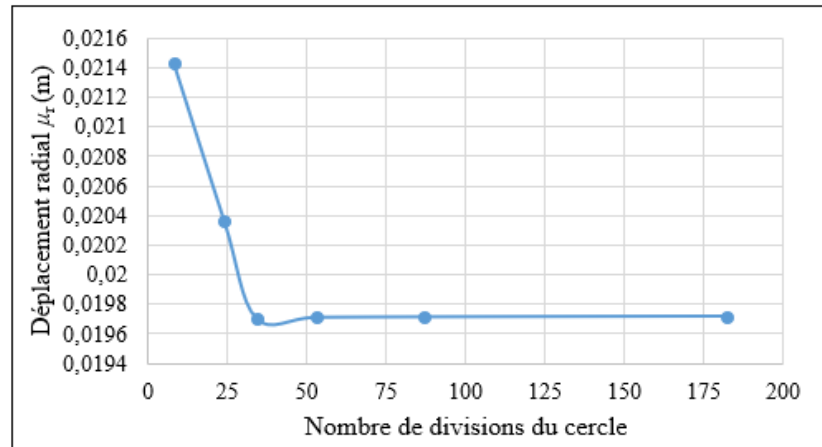


Figure A.91: Déplacement radial varié en fonction du nombre de divisions du demi-cercle ($\psi = 0^\circ$).

À partir de ces graphiques, nous avons déterminé le nombre minimal de divisions du cercle nécessaires pour que les résultats se stabilisent. Nous avons déterminé qu'un minimum de 50 divisions sont nécessaires. Pour la suite de la validation de ce modèle, nous utiliserons au moins 50 divisions du cercle pour compléter la modélisation du comportement du matériau basé sur le critère de Hoek-Brown.

Dans le cas où l'on veut évaluer les contraintes et les déplacements de points étant éloignés de l'excavation, il n'est pas nécessaire d'avoir autant de divisions du cercle. Par conséquent, nous avons analysé le nombre de divisions totales nécessaire, avec un nombre constant de divisions du cercle, pour que les résultats se stabilisent. La figure A.92 représente la configuration des points utilisés.

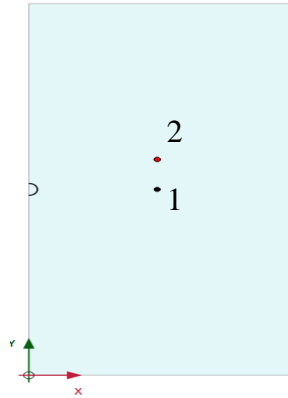


Figure A.92: Configuration utilisée pour analyser l'influence du maillage pour deux points éloignés de l'excavation.

Les figures A.93 à A.95 représentent les résultats avec une loi non-associée pour l'étude du maillage pour deux points éloignés.

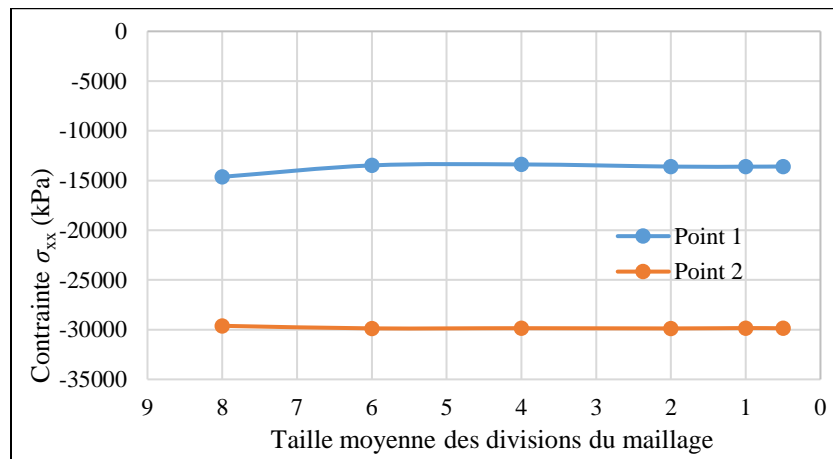


Figure A.93: Contrainte horizontale variée en fonction du nombre de divisions du maillage pour deux points éloignés de l'excavation ($\psi = 0^\circ$).

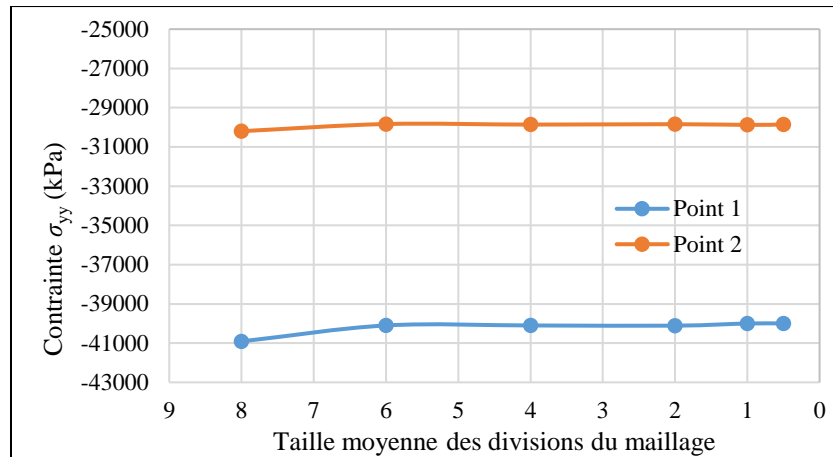


Figure A.94: Contrainte verticale variée en fonction du nombre de divisions du maillage pour deux points éloignés de l'excavation ($\psi = 0^\circ$).

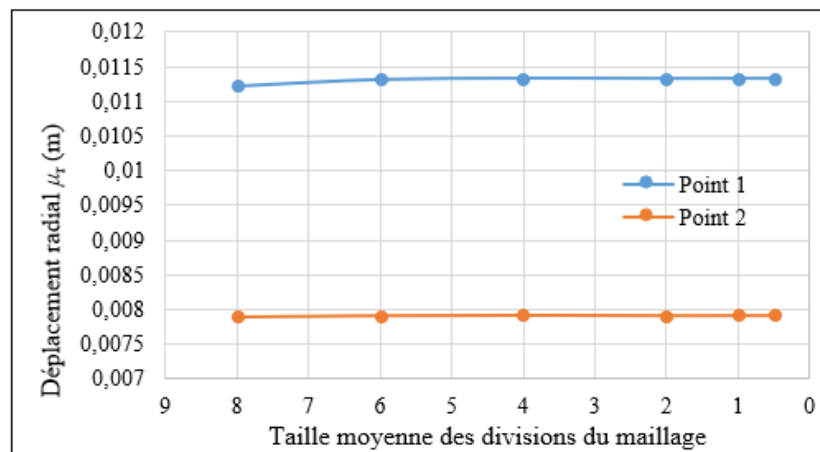


Figure A.95: Déplacement radial varié en fonction du nombre de divisions du maillage pour deux points éloignés de l'excavation ($\psi = 0^\circ$).

En se basant sur ces graphiques, nous en concluons qu'il n'est pas nécessaire de diviser le cercle en beaucoup de segments pour que les résultats se stabilisent. En effet, les contraintes et déplacements mesurés aux deux points éloignés de l'excavation se stabilisent à partir d'au moins 500 divisions totales du maillage. Nous devons maintenant évaluer l'influence de la taille des éléments du maillage sur les résultats obtenus. Nous avons évalué l'effet de la taille du maillage pour deux points situés proches de l'excavation (voir figure A.96).

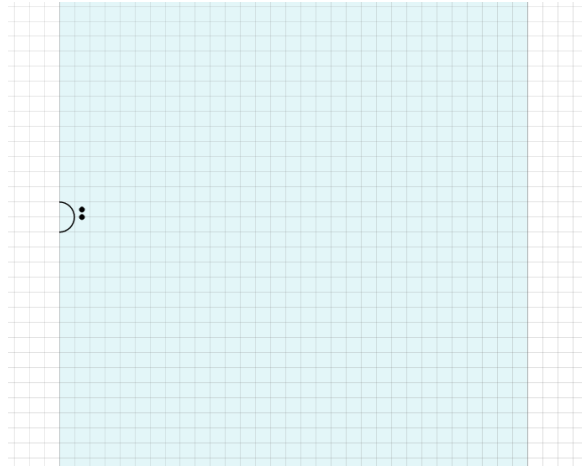


Figure A.96: Configuration utilisée pour analyser l'influence de la taille du maillage.

Nous avons évalué l'influence de la taille du maillage en faisant varier la taille du maillage de 2 à 10 m pour la loi non-associée. Les résultats sont illustrés dans les figures A.97 à A.99 pour la loi non-associée :

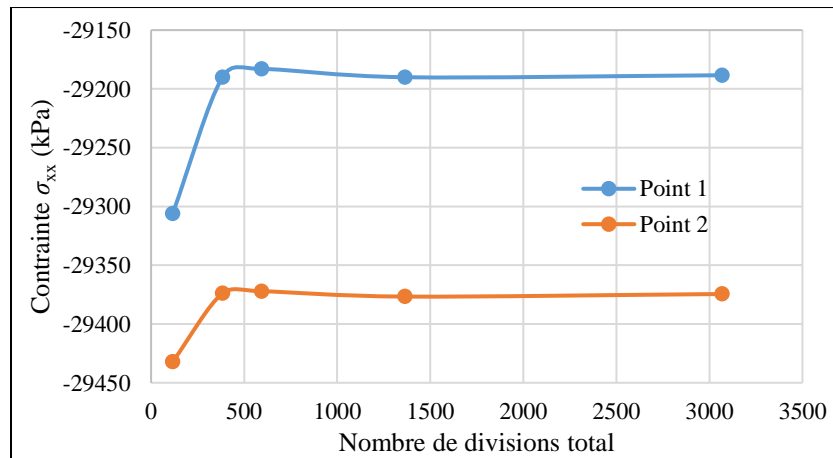


Figure A.97: Contrainte horizontale variée en fonction de la taille du maillage pour deux points proches de l'excavation ($\psi = 0^\circ$).

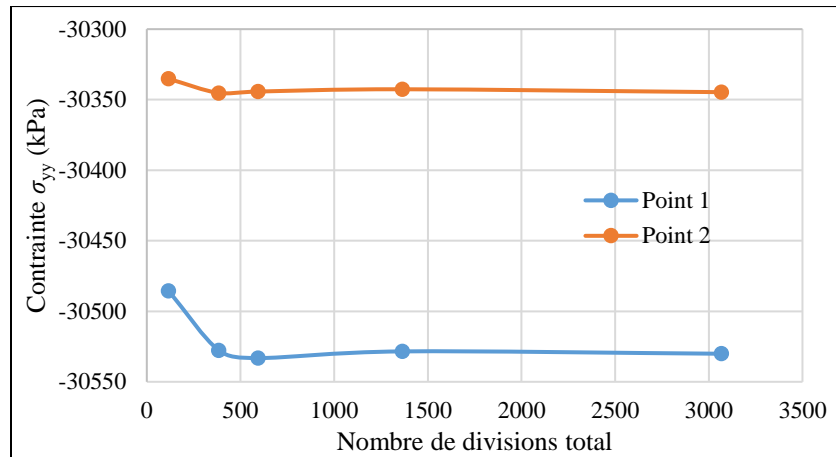


Figure A.98: Contrainte verticale variée en fonction de la taille du maillage pour deux points proches de l'excavation ($\psi = 0^\circ$).

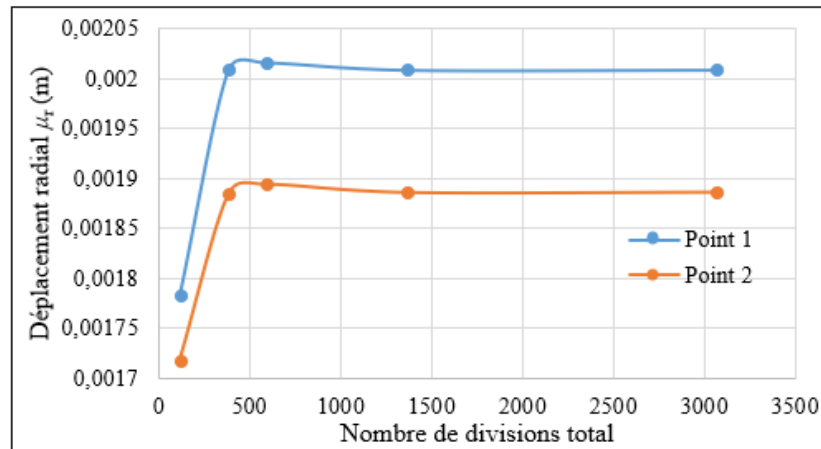


Figure A.99: Déplacement radial varié en fonction de la taille du maillage pour deux points proches de l'excavation ($\psi = 0^\circ$).

Nous en arrivons aux conclusions suivantes concernant la taille du maillage :

- Pour la loi non-associée, une taille des éléments d'au moins 6 m assure une stabilisation des résultats.

En conclusion, le maillage optimal pour traiter ce modèle élasto-plastique est un maillage où l'on découpe le demi-cercle en au-moins 21 divisions avec des éléments de maillage de 6 m de taille pour la loi non-associée. Un maillage plus fin fournira à peu près les mêmes résultats sauf que cela augmentera le temps de calcul.

A.3.5 Comparaison entre les solutions analytiques et numériques

En se basant sur les conclusions formulées précédemment concernant l'effet du domaine et du maillage, le problème traité est modélisé avec le code Plaxis 2D 2017.

- Pour la loi non-associée ($\psi = 0^\circ$), le domaine est de ratio A/D égale à 10, avec un minimum de 21 divisions du demi-cercle et une taille moyenne des éléments du maillage de 6 m.

Les résultats obtenus numériquement par le logiciel sont comparés avec ceux calculés analytiquement par les solutions analytiques de Carranza-Torres et Fairhurst (1999) et de Carranza-Torres (2004) pour des profils à angles θ de 0° , 45° et 90° .

Les résultats des comparaisons entre les solutions analytiques, suivant une loi non-associée, et numériques sont représentés dans les figures A.100 à A.108 suivantes :

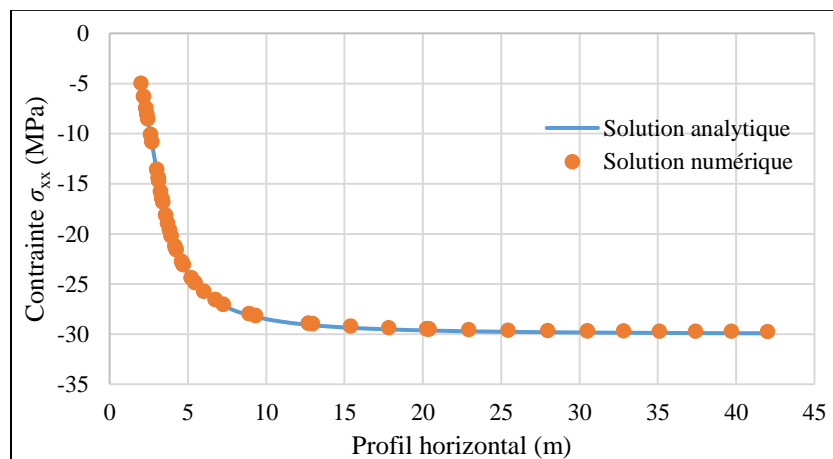


Figure A.100: Contrainte horizontale variée sur un profil horizontal pour $\theta = 0^\circ$ ($\psi = 0^\circ$).

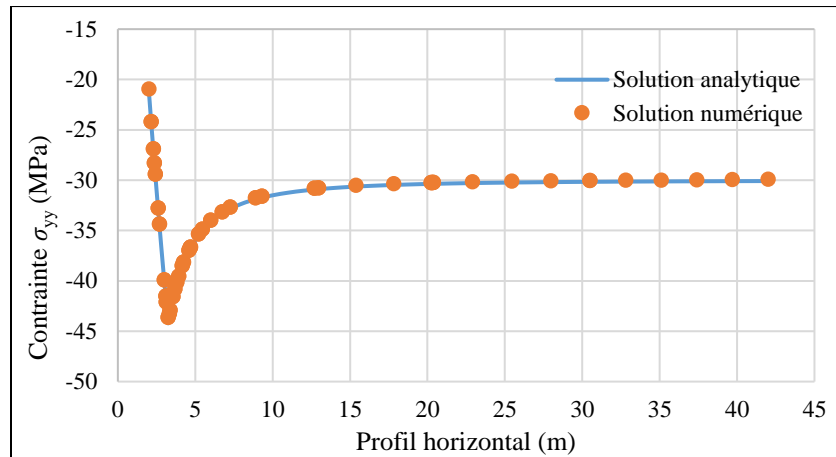


Figure A.101: Contrainte verticale variée sur un profil horizontal pour $\theta = 0^\circ$ ($\psi = 0^\circ$).

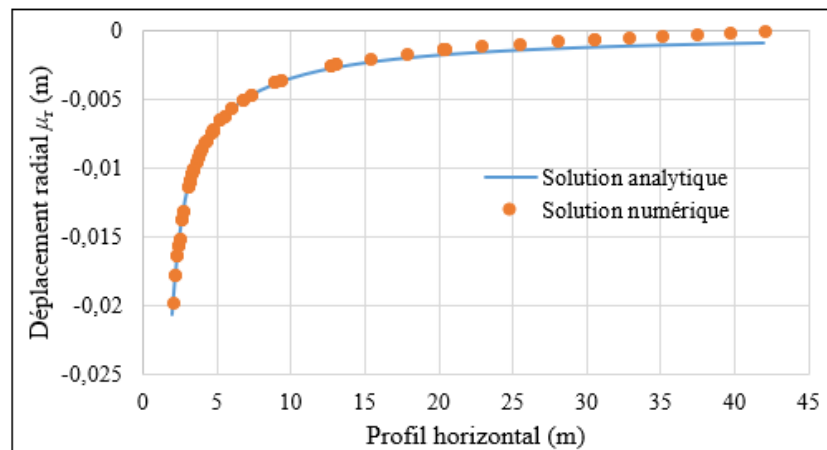


Figure A.102: Déplacement radial varié sur un profil horizontal pour $\theta = 0^\circ$ ($\psi = 0^\circ$).

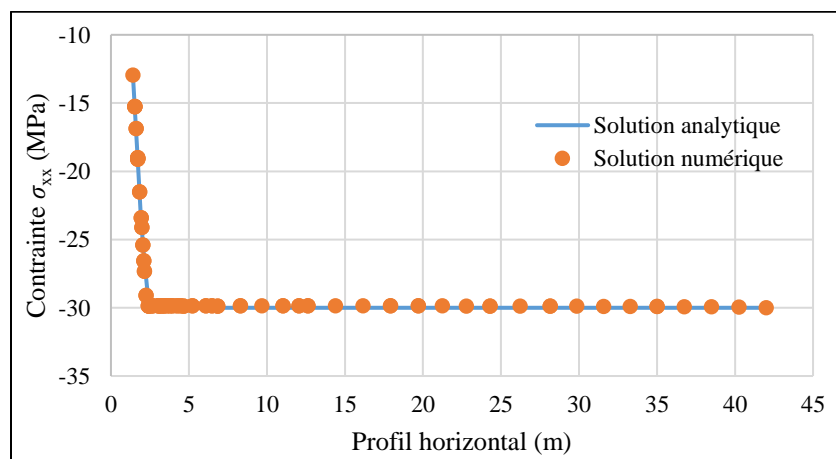


Figure A.103: Contrainte horizontale variée sur un profil horizontal pour $\theta = 45^\circ$ ($\psi = 0^\circ$).

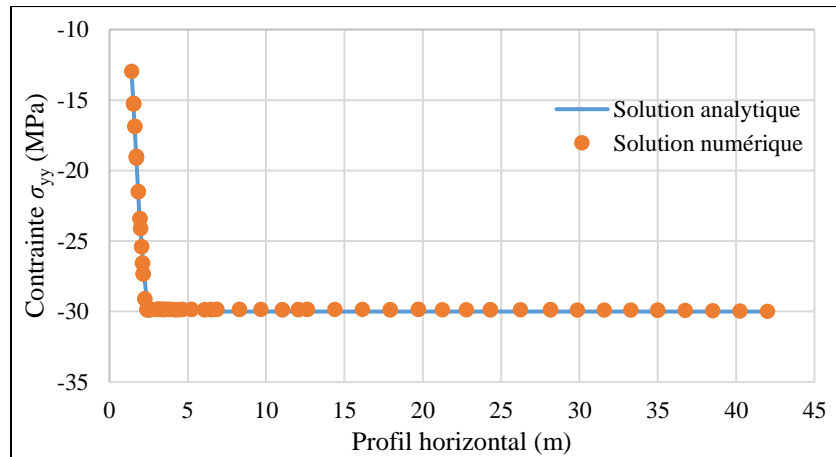


Figure A.104: Contrainte verticale variée sur un profil horizontal pour $\theta = 45^\circ$ ($\psi = 0^\circ$).

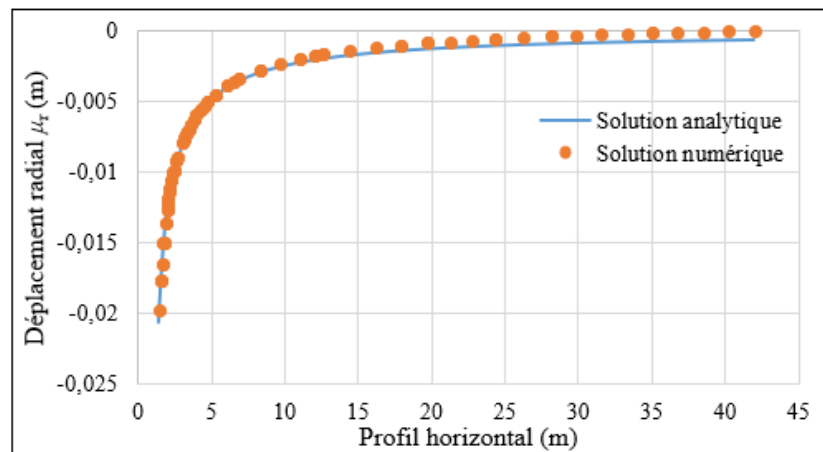


Figure A.105: Déplacement radial varié sur un profil horizontal pour $\theta = 45^\circ$ ($\psi = 0^\circ$).

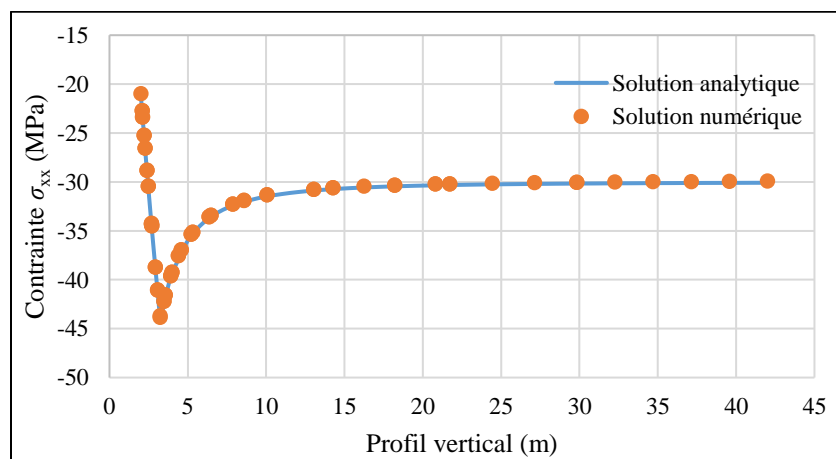


Figure A.106: Contrainte horizontale variée sur un profil horizontal pour $\theta = 90^\circ$ ($\psi = 0^\circ$).

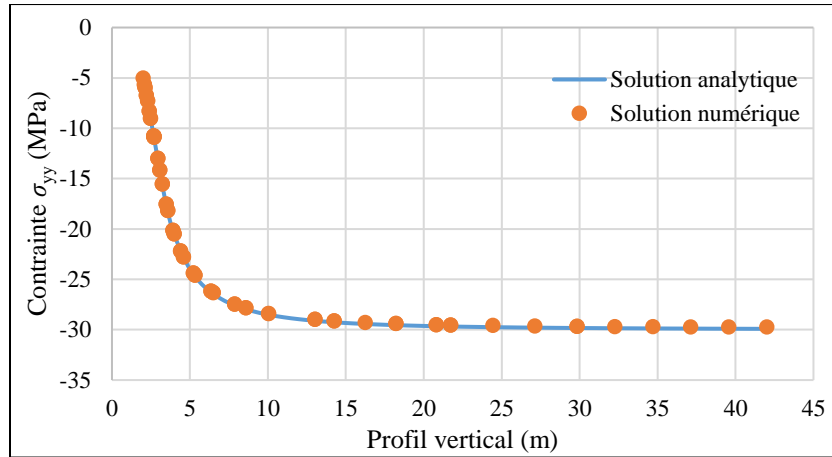


Figure A.107: Contrainte verticale variée sur un profil horizontal pour $\theta = 90^\circ$ ($\psi = 0^\circ$).

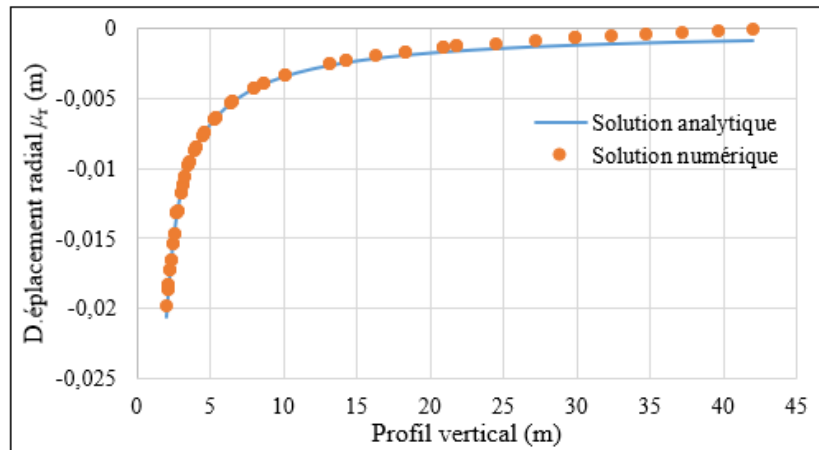


Figure A.108: Déplacement radial varié sur un profil horizontal pour $\theta = 90^\circ$ ($\psi = 0^\circ$).

Les résultats obtenus grâce aux simulations numériques correspondent bien aux solutions analytiques des équations de Salençon (1969) pour différents angles θ . En effet, en consultant les figures (ci-dessus) représentant les courbes de contrainte horizontale et verticale, nous constatons que les solutions analytique et numérique sont très bien corrélées. Cependant, pour ce qui est des figures représentant les déplacements radiaux, nous avons constaté une différence de valeur entre les solutions analytique et numériques plus on s'éloigne de l'excavation.

Les valeurs de déplacement pour des points situés aux extrémités sont altérées à cause des conditions frontières qui ont été fixées complètement. En fixant complètement les parois du modèle de l'étape fils à *fully fixed*, tel qu'illustré par la figure A.85, nous empêchons les points aux extrémités de subir des déformations dues à l'excavation. En consultant les figures A.102, A.105 et A.108, nous constatons effectivement que les déplacements trouvés numériquement aux

extrémités tournent autour de 0 tandis que les valeurs trouvées analytiquement sont plus représentatives.

Nous avons remarqué encore une fois que les valeurs de déplacement pour des points situés aux extrémités sont altérées à cause des conditions frontières qui ont été fixées complètement.

Nous pouvons conclure que la configuration choisie pour modéliser le modèle élasto-plastique avec le logiciel Plaxis 2D 2017 est adéquate. Cette configuration consistait à fixer les parois du modèle dans le fichier père et de fixer toutes les parois dans le fichier fils sauf pour celle qui passait à travers l'excavation. Cette paroi était donc seulement fixée horizontalement. Avec cette configuration, les résultats obtenus étant corrects lorsqu'on les comparait aux solutions analytiques.

Nous pouvons donc utiliser cette configuration pour analyser les contraintes et les déplacements à proximité de l'excavation. Cependant, Si l'on s'intéresse à analyser les déplacements pour des points qui se trouvent loin de l'excavation, il faut modéliser le problème en élargissant le domaine avec un ratio $A/D \geq 15$ pour le modèle avec la loi non-associée. De plus, pour des points éloignés de l'excavation, il n'est pas nécessaire de diviser le cercle en beaucoup de segments et le nombre minimal de divisions totales du maillage s'élève autour de 800 divisions.

Le code Plaxis 2D 2017 s'avère donc un outil approprié pour évaluer le comportement d'un matériau élastique linéaire et le comportement d'un matériau élasto-plastique obéissant le critère de Mohr-Coulomb ou celui de Hoek-Brown.

Annexe B – Vérification des solutions numériques de Hoek et Brown (1980)










Une validation supplémentaire du logiciel Plaxis 2D a été réalisée en vérifiant les résultats numériques de Hoek et Brown (1980) sur les contraintes avoisinant des excavations de formes circulaires, rectangulaires, ellipsoïdales, en losanges et autres types de formes dans un médium élastique linéaire. Ils ont également formulé des solutions analytiques servant à calculer les contraintes induites autour des excavations. Cette solution analytique s'exprime comme suit:

$$\sigma_{\theta r} = (X * k - 1)p_z \quad (\text{B.1})$$

$$\sigma_{\theta w} = (Y - k)p_z \quad (\text{B.2})$$

Où $\sigma_{\theta r}$ et $\sigma_{\theta w}$ sont les contraintes tangentielles appliquées sur le toit et sur les épontes respectivement, p_z est la contrainte verticale naturelle (i.e. avant toutes excavations), k le ratio entre les contraintes naturelles horizontale et vertical, X and Y les facteurs des contraintes induites pour le toit et les épontes respectivement, présentés dans le tableau B.1.

Tableau B.1: Facteurs X et Y pour différentes formes d'excavations souterraines (Hoek and Brown 1980).

									
X	5	4	3,9	3,2	3,1	3	2	1,9	1,8
Y	2	1,5	1,8	2,3	2,7	3	5	1,9	3,9

Dans les figures B.1, B.2 et B.7, les trajectoires des contraintes principales majeure et mineure sont présentés par les lignes pleines dans le demi-graphique inférieur. Dans le demi-graphique supérieur, les lignes pleines représentent les iso-contours des contraintes principales majeures tandis que les lignes en pointillées représentent les iso-contours des contraintes principales mineures. Les chiffres représentent quant à eux le rapport entre les contraintes principales induites et la contrainte in-situ maximale appliquée.

Afin de procéder à la vérification de ces solutions numériques, les modèles basés sur les conclusions tirées de la validation du modèle élastique linéaire avec le logiciel Plaxis 2D seront appliqués (voir annexe A). Donc, un domaine avec un A/D de 10 est appliqué tout en s'assurant d'utiliser un maillage suffisamment fin autour de l'excavation.

La vérification de la solution numérique de l'excavation circulaire proposé par Hoek et Brown (1980) a été faite par l'entremise de la validation du modèle élastique linéaire avec le logiciel Plaxis 2D. Étant donné que la solution numérique de Hoek et Brown (1980) donne les mêmes résultats que les solutions analytiques présentées dans l'annexe A, nous en concluons que la solution numérique de Hoek et Brown (1980) illustrée dans la figure B.1 est adéquate.

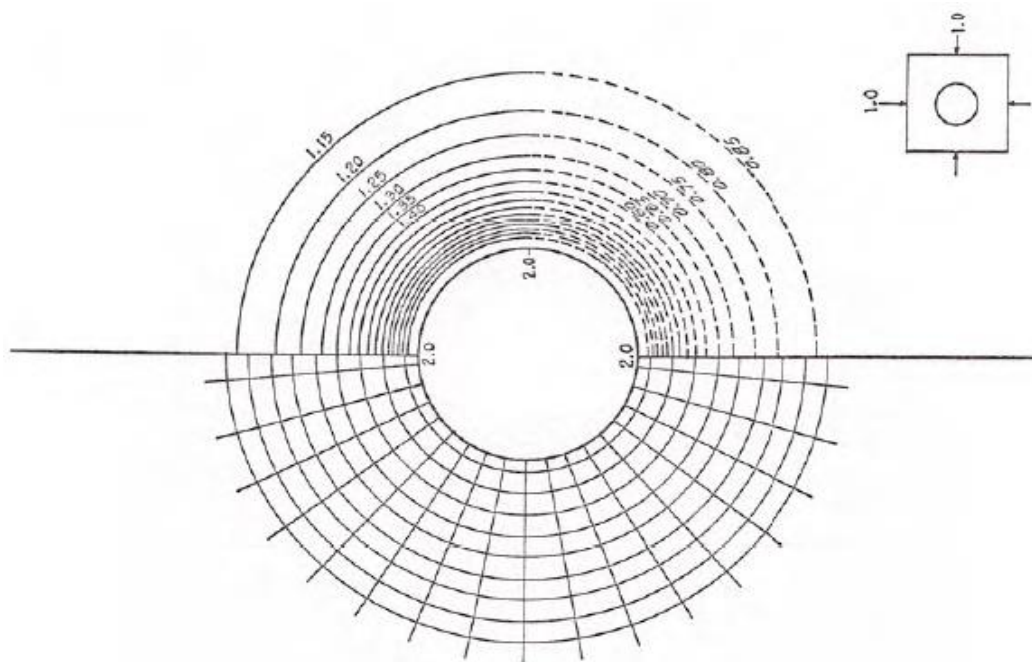


Figure B.1: Chemin de contraintes pour une excavation circulaire dans un champ de contraintes isotropes (tirée de Hoek et Brown 1980).

La deuxième vérification a été réalisée avec une excavation ellipsoïdale dans un champ de contraintes anisotropes. La solution graphique de Hoek et Brown (1980) pour les contraintes induites autour de cette forme d'excavations est présentée à la figure B.2.

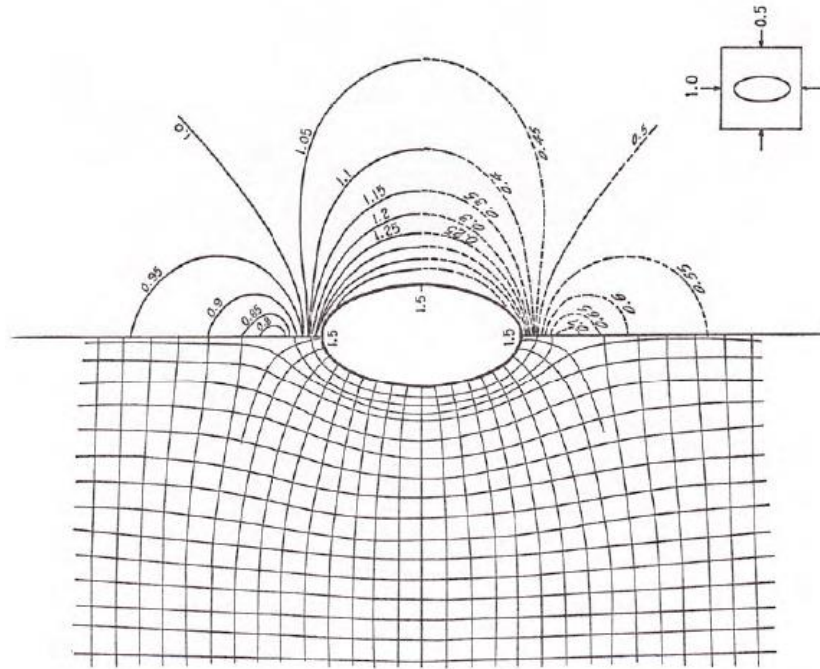


Figure B.2: Distribution de contraintes principales autour d'une excavation ellipsoïdale soumise à un champ de contraintes naturelles anisotropes (tirée de Hoek et Brown 1980).

Brady et Brown (1993) ont formulé une solution analytique pour le calcul des contraintes induites autour d'une excavation ellipsoïdale. La solution analytique est basée sur la géométrie de la figure B.3.

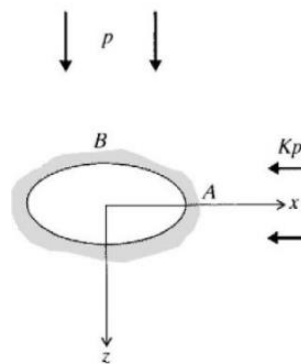


Figure B.3: Géométrie de l'excavation ellipsoïdale utilisée pour la solution analytique de Brady et Brown (1993).

Dans la figure B.3, p représente la contrainte verticale in-situ et K le coefficient de pression des terres.

La solution analytique de Brady et Brown (1993) pour le calcul des contraintes induites aux extrémités A et B est exprimée comme suit :

$$\sigma_A = p(1 - K + 2q) = p \left(1 - K + \sqrt{\frac{2W}{\rho_A}} \right) \quad (\text{B.3})$$

$$\sigma_B = p \left(K - 1 + \frac{2K}{q} \right) = p \left(K - 1 + K \sqrt{\frac{2H}{\rho_B}} \right) \quad (\text{B.4})$$

Où W représente la largeur de l'ellipse, H la hauteur de l'ellipse, et ρ_A et ρ_B représentent respectivement les rayons de courbure de l'ellipse :

$$\rho_A = \frac{H^2}{W} \quad (\text{B.5})$$

$$\rho_B = \frac{W^2}{H} \quad (\text{B.6})$$

Le paramètre q est défini comme suit :

$$q = \sqrt{\frac{W}{2\rho_A}} \quad (\text{B.7})$$

En utilisant un ratio de largeur sur hauteur de 2 : 1, un ratio K de 2 et une contrainte naturelle p de 30 MPa (en compression), nous obtenons une valeur de 45 MPa pour les contraintes induites σ_A et σ_B . Cela représente un ratio de 1,5 entre les contraintes induites et la contrainte in situ maximale appliquée. Ces résultats correspondent bien aux solutions graphiques de Hoek et Brown (1980).

Les résultats de la vérification, obtenus avec Plaxis 2D, sont illustrés dans les figures B.4 et B.5, où l'on peut observer les iso-contours de la contrainte principale majeure σ_1 . À partir des résultats numériques, nous pouvons déduire les valeurs de ratio aux extrémités de l'ellipse A et B.

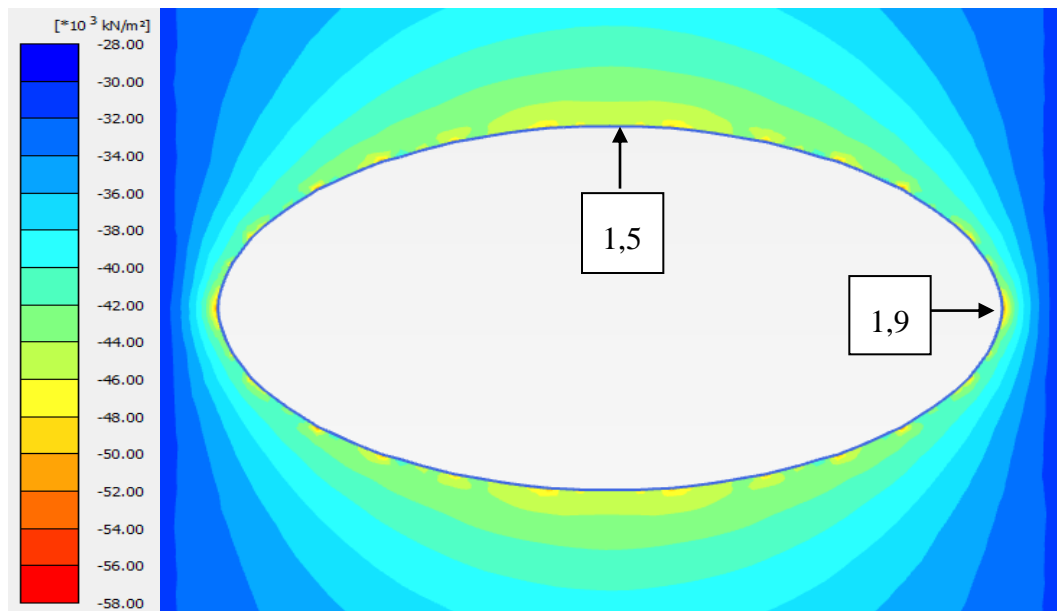


Figure B.4: Iso-contours de la contrainte principale majeure σ_1 autour de l'excavation ellipsoïdale.

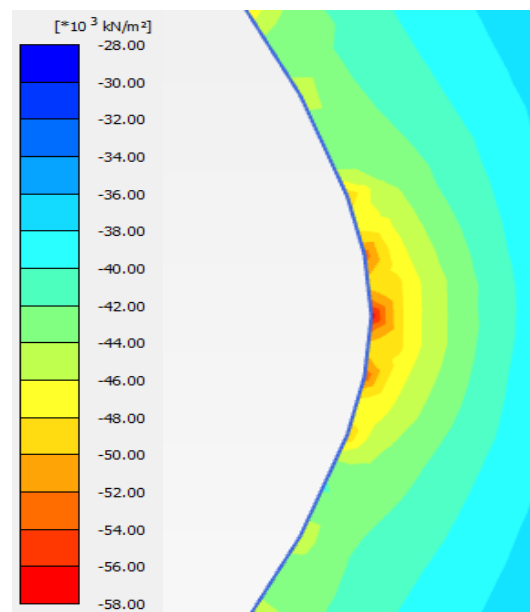


Figure B.5: Iso-contours de la contrainte principale majeure σ_1 à l'extrémité de l'excavation ellipsoïdale.

Nous obtenons un ratio de 1,5 à l'extrémité B de l'ellipse tandis que ratio tourne plutôt autour de 1,9 à l'extrémité A de l'ellipse. Pour vérifier le problème, nous avons fait recours à un autre logiciel disponible (mystérieusement pas toujours le cas dans les salles d'informatique de l'école; raison principale d'avoir choisi Plaxis disponible à notre groupe), appelé RS2 de la suite RocScience (2018).

Tout comme Plaxis 2D, RS2 est un puissant logiciel basé sur les éléments finis qui permet d'étudier la stabilité d'excavations souterraines, la stabilité de pentes et les réseaux d'écoulement souterrain et permet même de procéder à des analyses dynamiques. La suite RocScience est spécialement conçue pour la modélisation numérique avec divers types de masses rocheuses. Avant de l'utiliser, la même procédure de validation que celle de Plaxis 2D montrée à la section A.1 de l'annexe A a été faite pour ce code avec une excavation circulaire pour le modèle élastique linéaire. Les résultats, qui ne sont pas présentés dans cette annexe, démontrent que RS2 permet de simuler le comportement élastique linéaire de la masse rocheuse.

La figures B.6 montre les iso-contours de la contrainte principale majeure σ_1 obtenus avec RS2. On voit que les résultats correspondent bien à la solution numérique de Hoek et Brown (1980) et à la solution analytique de Brady et Brown (1993). On peut conclure que RS2 peut donner des résultats fiables tant qu'il est utilisé correctement en suivant les procédures de validation et que les résultats numériques montrés aux figures B.4 et B.5 de Plaxis 2D sont problématiques. Une raison principale qui cause cette imprécision du calcul numérique dans Plaxis 2D est probablement due au fait que l'analyse de sensibilité du maillage autour du point A n'a pas été faite et le maillage utilisé à partir de l'expérience de l'annexe A n'est pas assez fin. Ceci peut être confirmé par le fait que les parois de l'ellipse ne sont pas parfaitement lisses comme ce qui est illustré à la figure B.5.

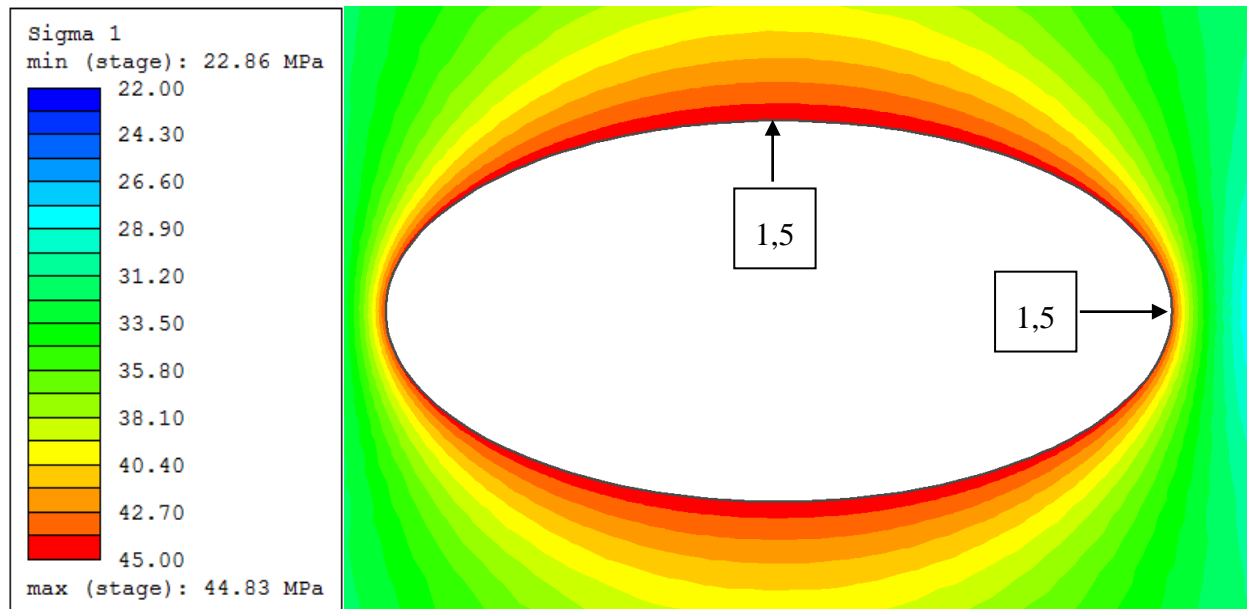


Figure B.6: Iso-contours de la contrainte principale majeure σ_1 autour de l'excavation ellipsoïdale.

La dernière vérification effectuée fut celle d'une excavation de forme carré dans un champ de contraintes isotrope (figure B.7). Les iso-contours de la contrainte principale majeure σ_1 obtenus avec Plaxis 2D sont illustrés dans la figure B.8. On voit que, par l'entremise de la modélisation numérique de Plaxis 2D, la valeur du ratio entre la contrainte principale majeure induite sur la paroi au milieu des parois de l'excavation et la contrainte in-situ maximale tourne plutôt autour 0,77. Or, le ratio entre la contrainte principale majeure induite sur la paroi au milieu des parois de l'excavation et la contrainte in-situ maximale devrait être de 0,9 selon la solution numérique de Hoek et Brown (1980).

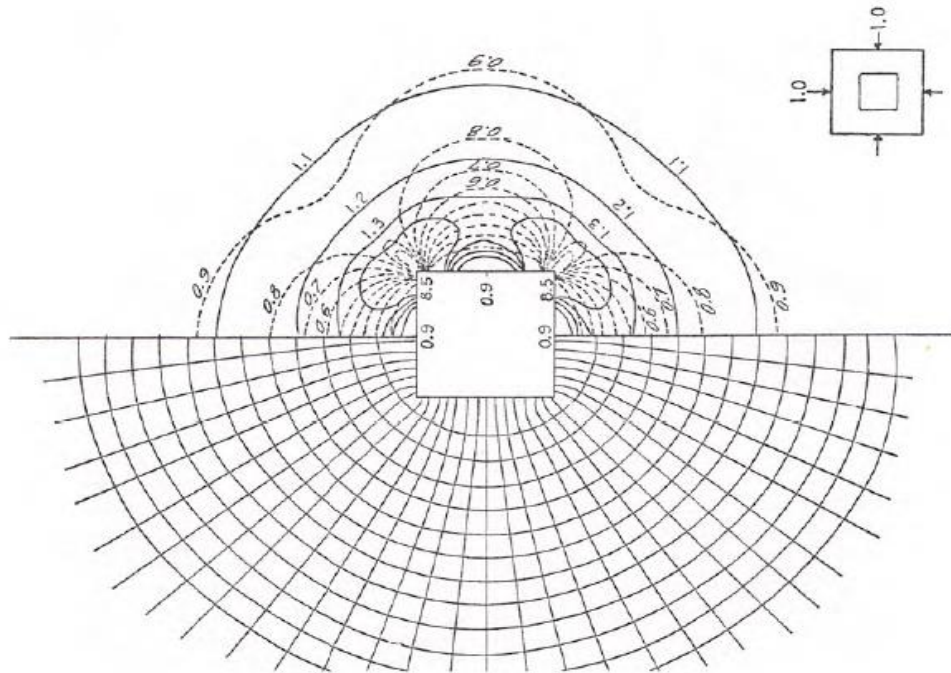


Figure B.7: Chemin de contrainte pour une excavation de forme carré dans un champ de contraintes isotropes (tirée de Hoek et Brown 1980).

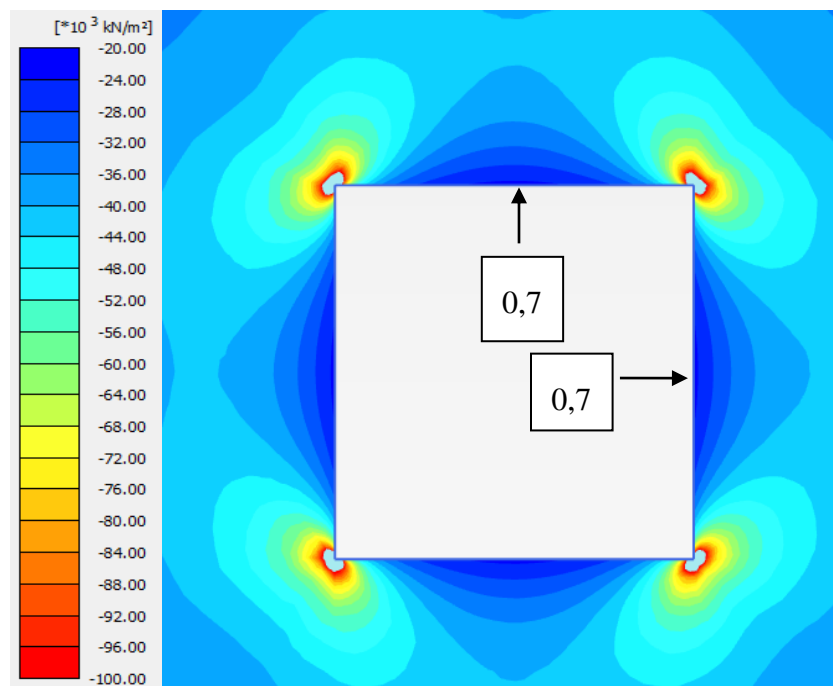


Figure B.8: Iso-contours de la contrainte principale majeure σ_1 autour de l'excavation de forme carré.

Pour vérifier ce problème, nous avons procédé de nouveau à la modélisation numérique d'une excavation carrée par l'entremise du logiciel RS2.

La figure B.9 montre les iso-contours de la contrainte principale majeure σ_1 induite autour de l'excavation. On voit que le ratio entre la contrainte principale majeure induite sur la paroi au milieu des parois de l'excavation et la contrainte in-situ maximale correspond bien aux résultats de la modélisation numérique de Plaxis 2D.

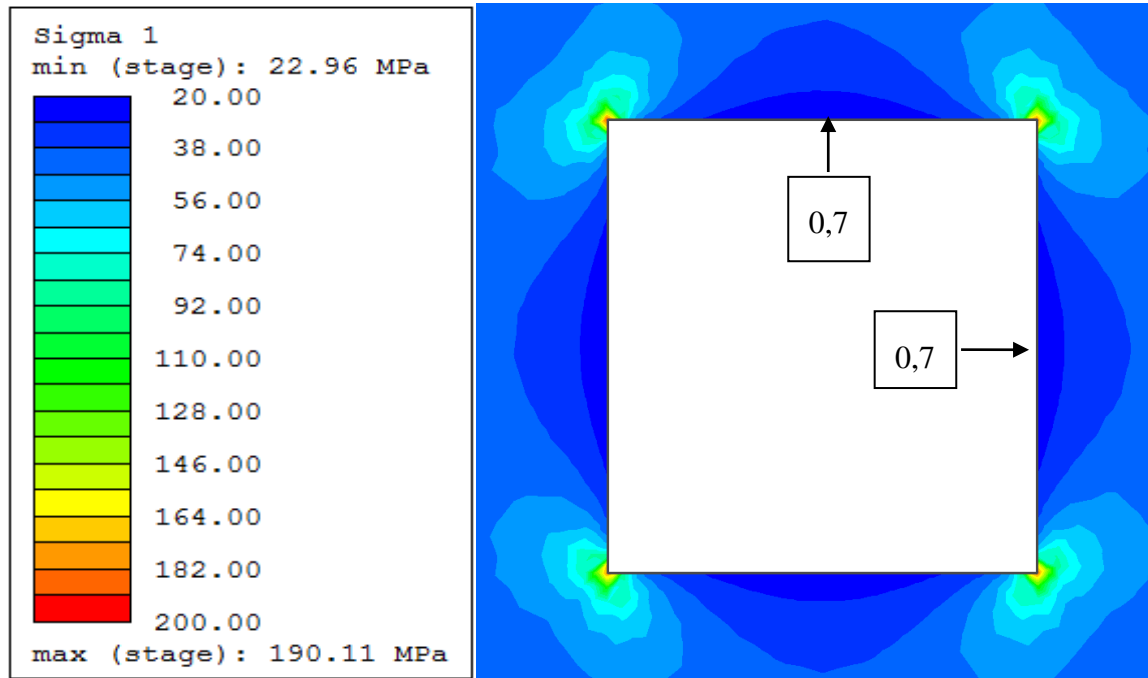


Figure B.9: Iso-contours de la contrainte principale majeure σ_1 autour de l'excavation de forme carré.

Étant donné que les résultats numériques obtenus avec Plaxis 2D et RS2 sont les mêmes (à toutes vraisemblances près), nous en arrivons aux conclusions que la solution graphique de Hoek et Brown (1980) pour une excavation carrée reste à vérifier et à actualiser.

Annexe C – Distributions des contraintes et des déplacements le long de la ligne verticale centrale du pilier-semelle

Cette annexe contient des résultats supplémentaires qui n'ont pas été inclus dans le deuxième article (chapitre 4). La convention des signes est celle en génie civil (structure) où la compression négative (-) et la tension positive (+) pour les contraintes et la raccourci négatif (-) et l'allongement positif (+) pour les déplacements. Les distributions de contraintes le long de la ligne verticale centrale du pilier-semelle en fonction de l'inclinaison β du chantier (figure C.1), de la largeur W du chantier (figure C.2), de l'épaisseur du pilier-semelle e (figure C.3), du module de Young du pilier-semelle E_s (figure C.4), du module de Young de la roche E_r (figure C.5), du coefficient de pression des terres de la roche K_r (figure C.6), de la résistance en compression uniaxiale de la roche intacte σ_{ci} (figure C.7) ainsi qu'en fonction de la hauteur H du remblai non-cimenté (figure C.8) sont présentées en considérant une profondeur de la mine à $z = 300$ m. Les résultats pour les profondeurs de $z = 100$ m, 200 m, 400 m et 500 m ne sont présentés puisque les tendances sont les mêmes que celles en considérant la profondeur $z = 300$ m. Cependant, les contraintes en compression et en tension augmentent avec la profondeur du chantier.

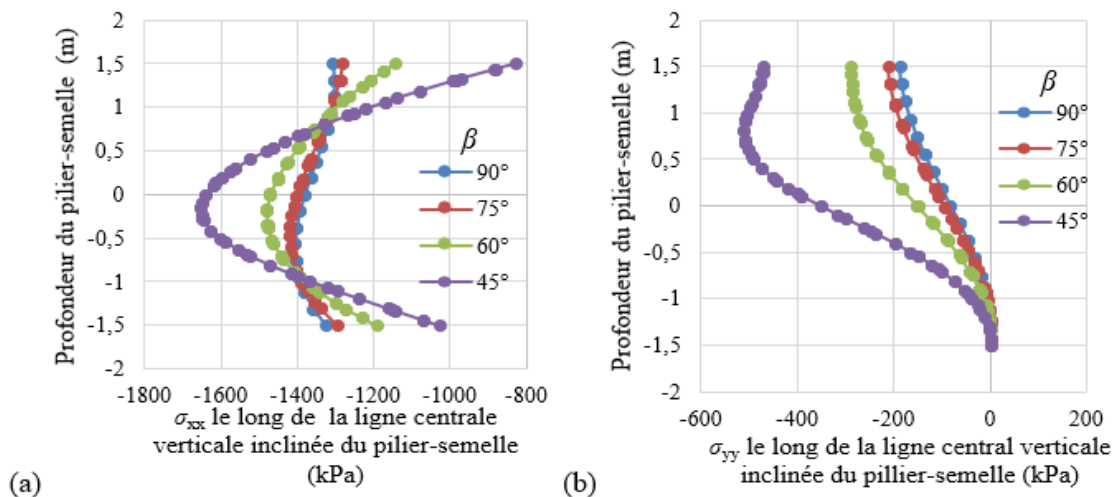


Figure C.1: Distributions des contraintes horizontales σ_{xx} (a) et verticales σ_{yy} (b) le long de la ligne verticale centrale du pilier-semelle à $z = 300$ m en fonction de l'inclinaison β du chantier.

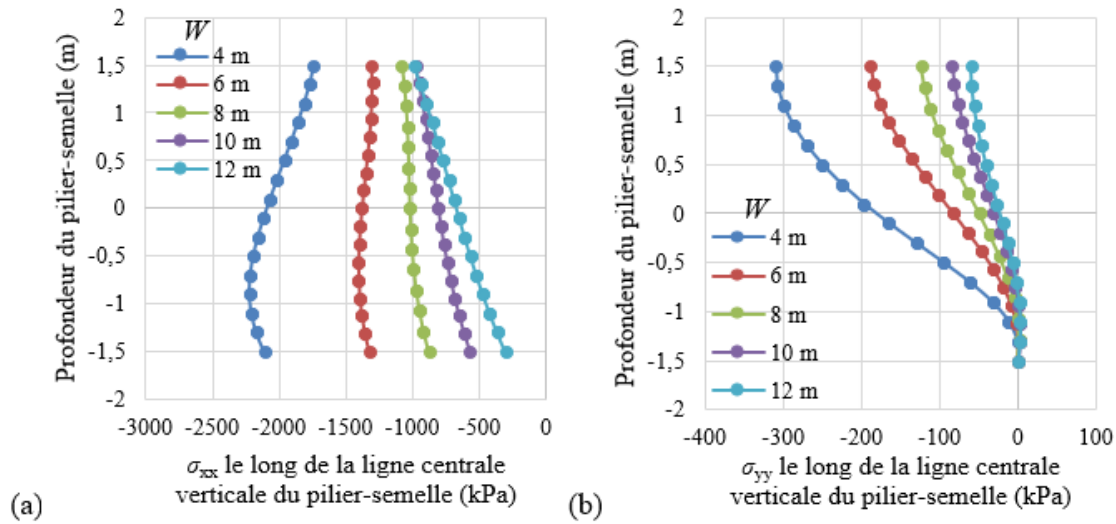


Figure C.2: Distributions des contraintes horizontales σ_{xx} (a) et verticales σ_{yy} (b) le long de la ligne centrale verticale du pilier-semelle à $z = 300$ m en fonction de la largeur W du chantier.

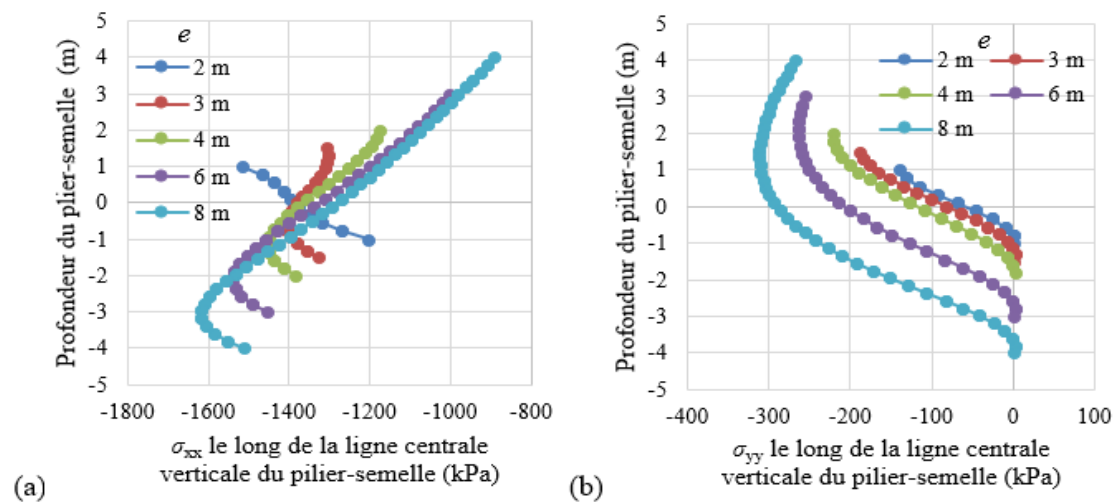


Figure C.3: Distribution des contraintes horizontales σ_{xx} (a) verticales σ_{yy} (b) le long de la ligne centrale verticale du pilier-semelle à $z = 300$ m en fonction de l'épaisseur e du pilier-semelle.

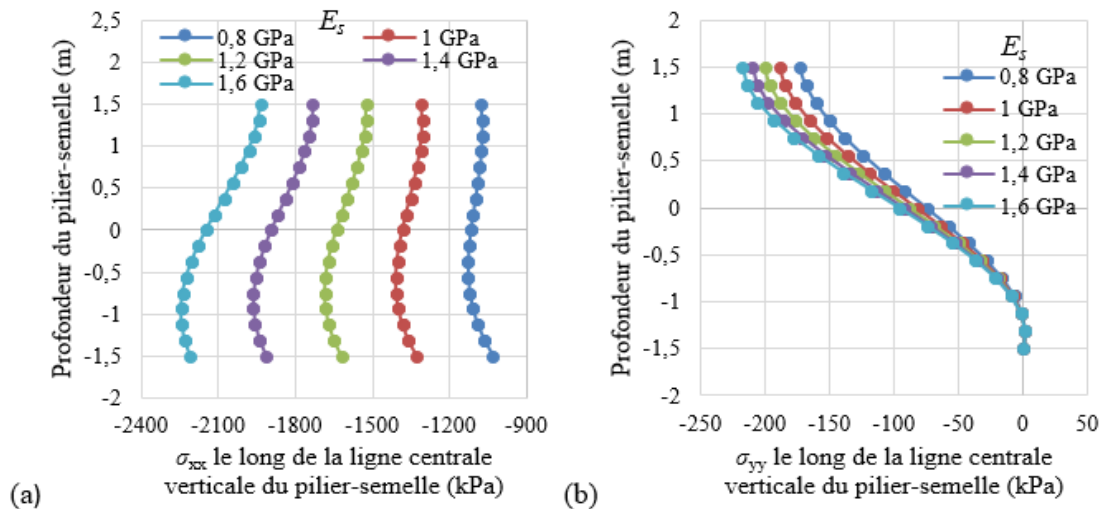


Figure C.4: Distribution des contraintes horizontales σ_{xx} (a) et verticales σ_{yy} (b) le long de la ligne centrale verticale du pilier-semelle à $z = 300$ m en fonction du module de Young du pilier-semelle E_s .

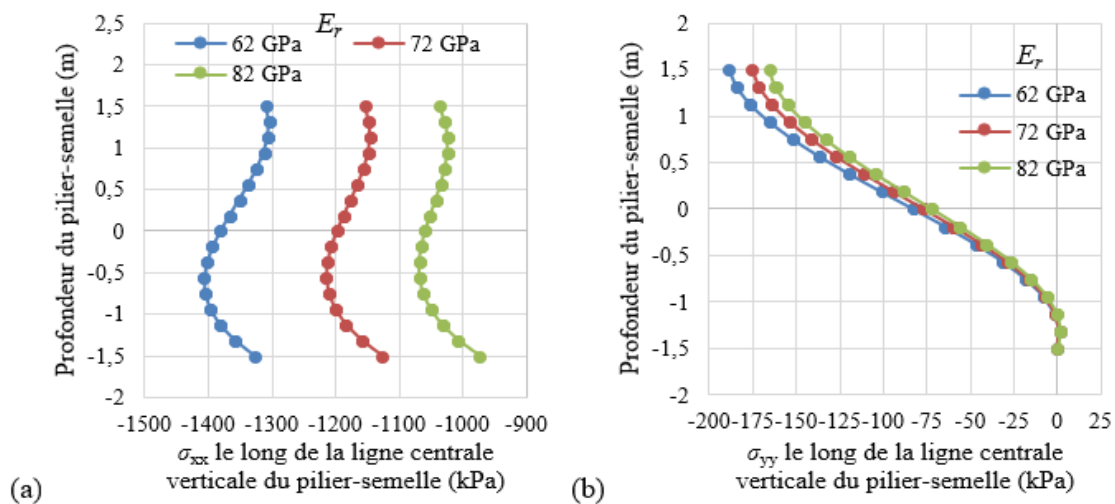


Figure C.5: Distribution des contraintes horizontales σ_{xx} (a) et verticales σ_{yy} (b) le long de la ligne centrale verticale du pilier-semelle à $z = 300$ m en fonction de la largeur du chantier pour des valeurs de E_r .

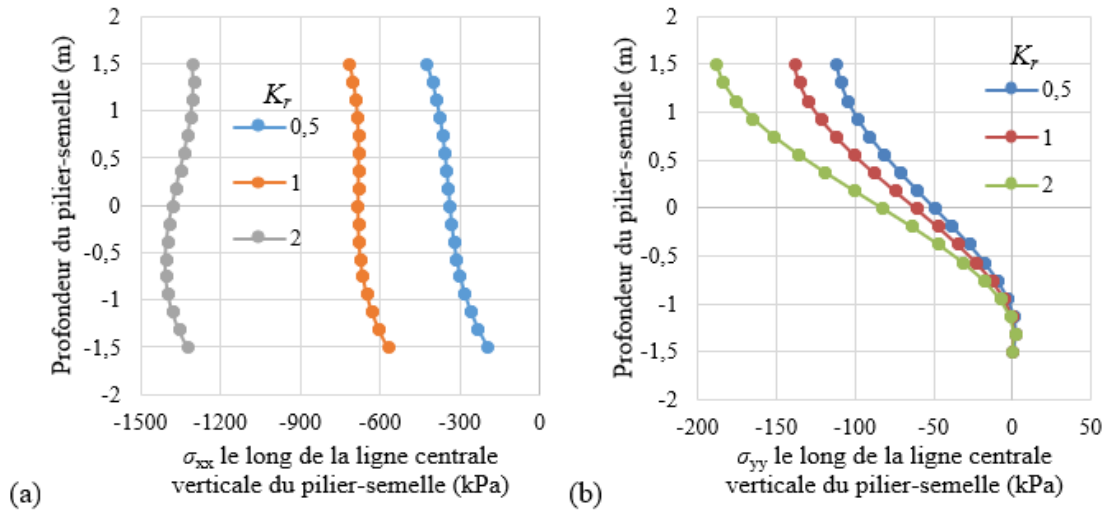


Figure C.6: Distribution des contraintes horizontales σ_{xx} (a) et verticales σ_{yy} (b) le long de la ligne centrale verticale du pilier-semelle à $z = 300$ m en fonction de la largeur du chantier pour des valeurs de K_r .

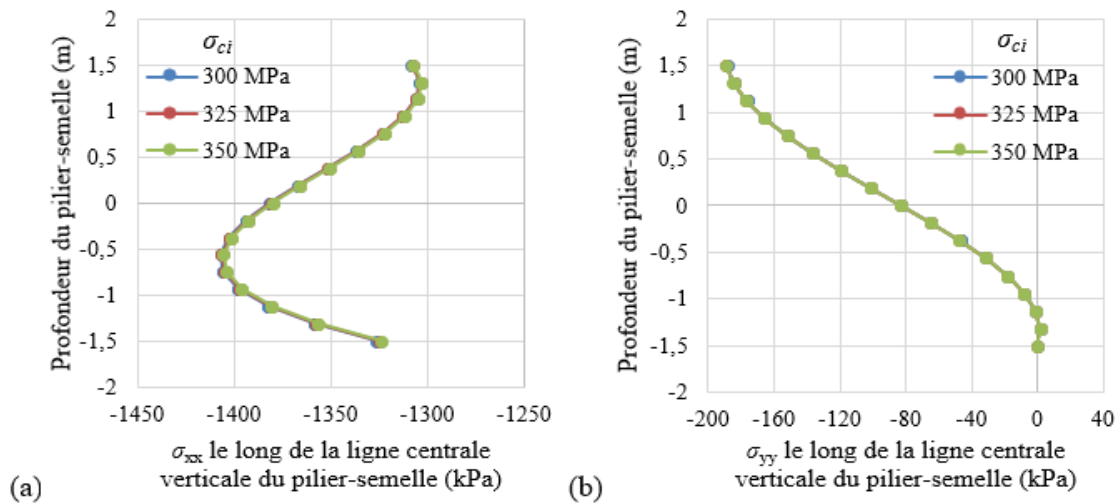


Figure C.7: Distribution des contraintes horizontales σ_{xx} (a) et verticales σ_{yy} (b) le long de la ligne centrale verticale du pilier-semelle à $z = 300$ m en fonction de la résistance en compression uniaxiale de la roche intacte σ_{ci} .

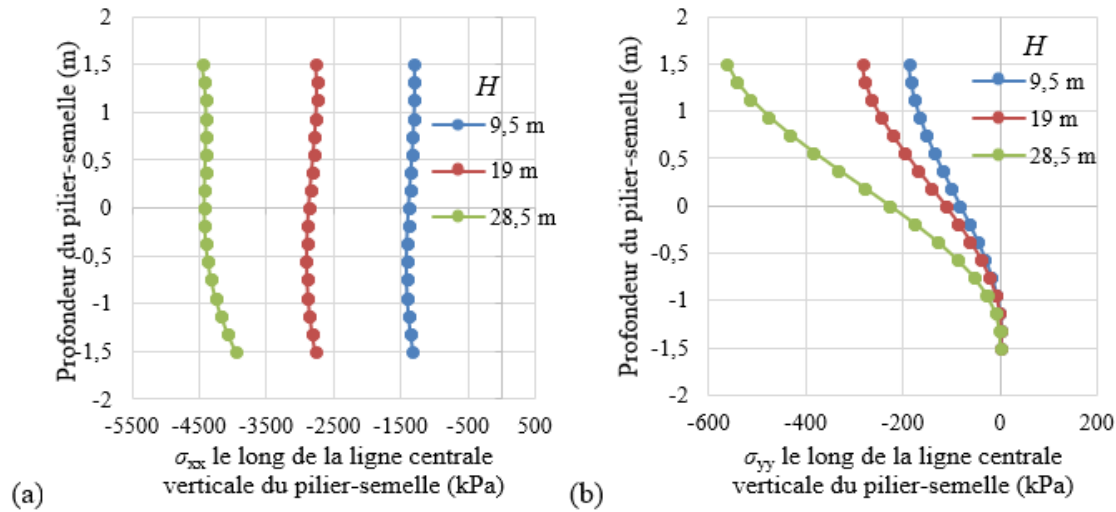


Figure C.8: Distribution des contraintes horizontales σ_{xx} (a) et verticales σ_{yy} (b) le long de la ligne centrale verticale du pilier-semelle à $z = 300$ m en fonction de l'épaisseur H du remblai non-cimenté.

Les figures suivantes (figure C.9 à C.32) présentent les résultats de la variation des déplacements et des contraintes, le long de la ligne centrale du pilier-semelle, en fonction de la cohésion c_s du pilier-semelle variée jusqu'à la rupture (non-convergence). Seulement les résultats pour la profondeur de base de $z = 300$ m sont présentés afin de raccourcir cette annexe et puisque les tendances des résultats sont très semblables d'une profondeur à l'autre.

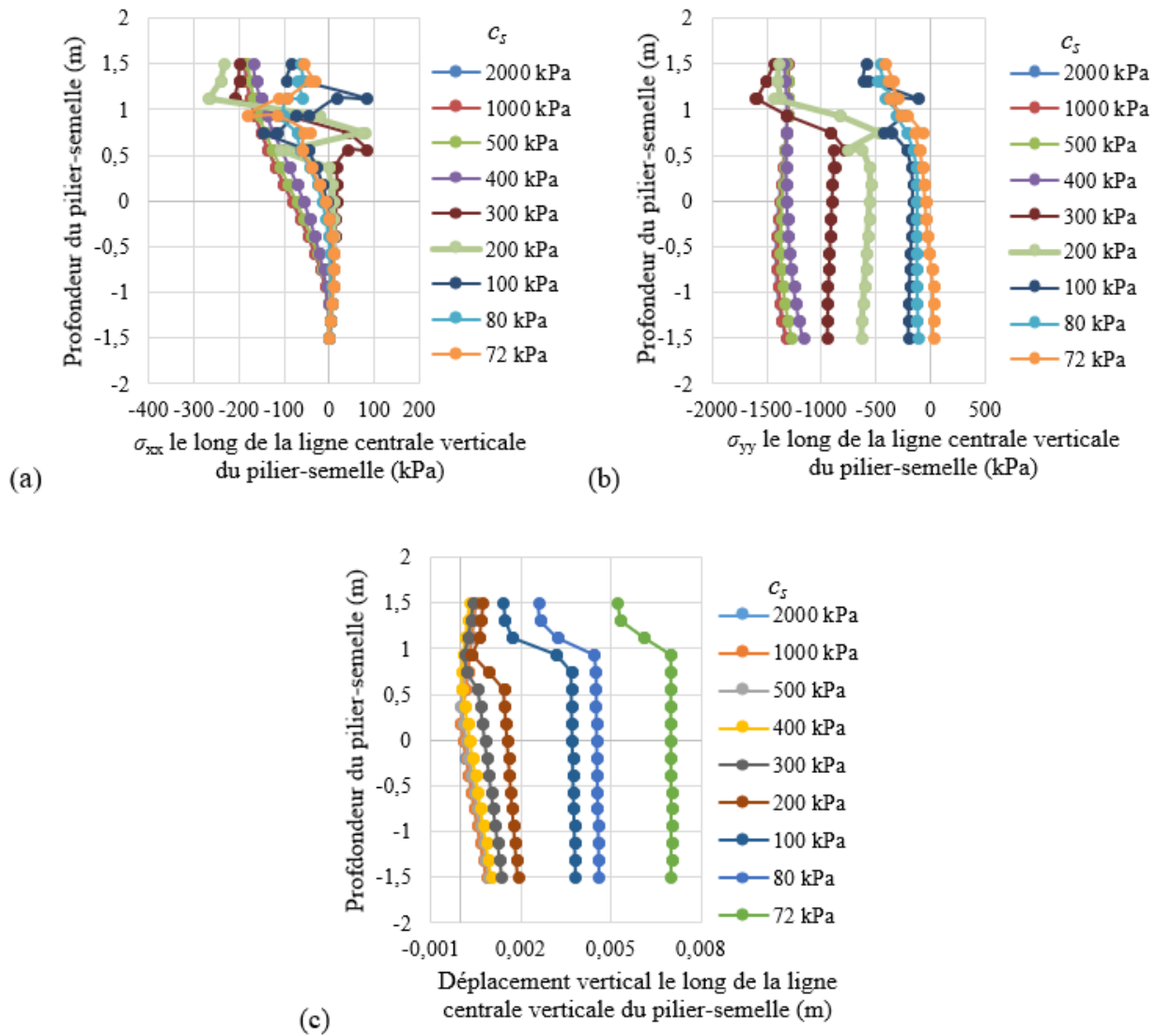


Figure C.9: Distribution des contraintes horizontales σ_{xx} (a) et verticales σ_{yy} (b) et des déplacements verticaux (c) le long de la ligne centrale verticale du pilier-semelle à $z = 300$ m pour $\beta = 90^\circ$ en fonction d'une cohésion c_s variée jusqu'à la rupture.

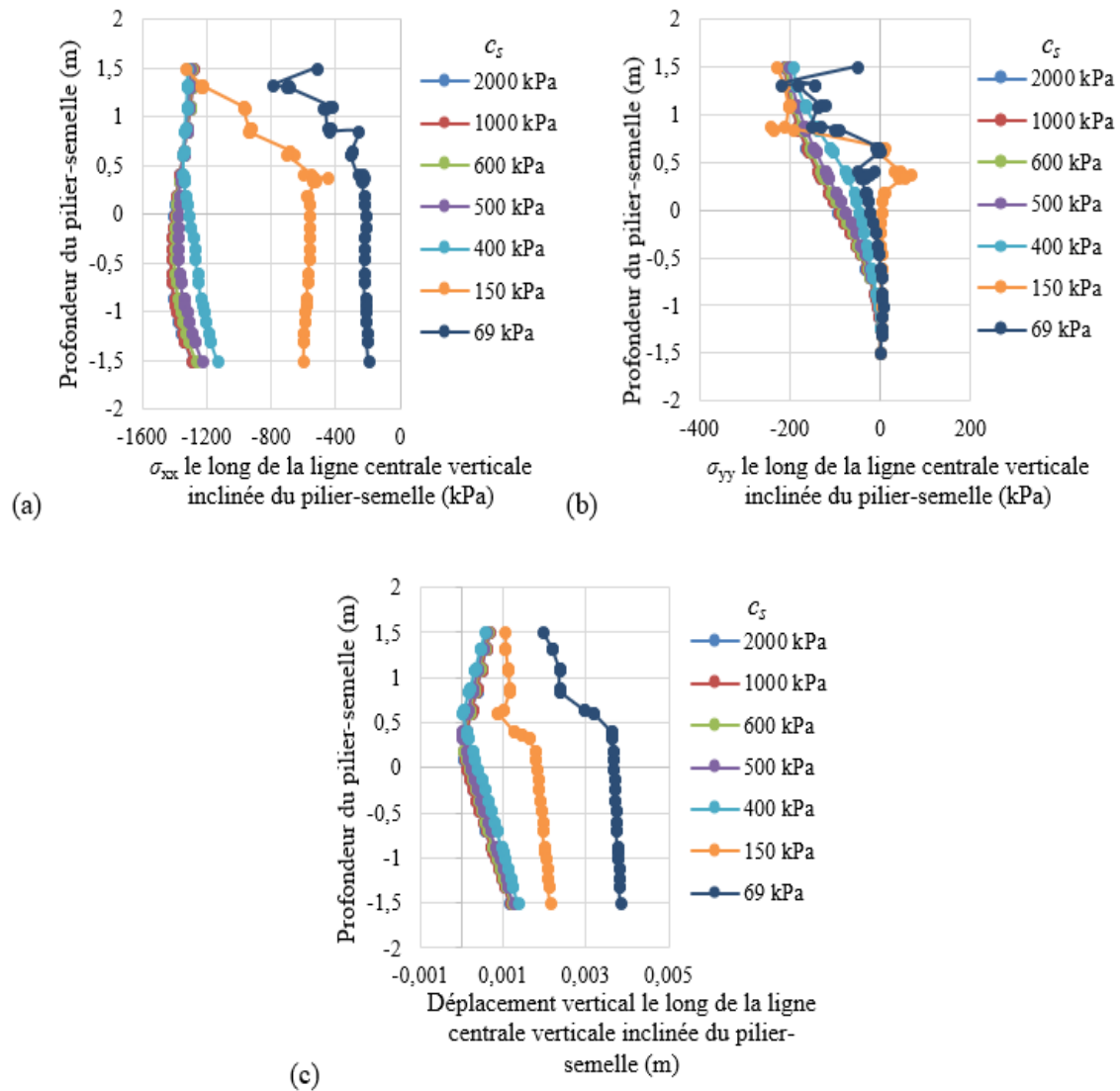


Figure C.10: Distribution des contraintes horizontales σ_{xx} (a) et verticales σ_{yy} (b) et des déplacements verticaux (c) le long de la ligne centrale verticale inclinée du pilier-semelle à $z = 300$ m pour $\beta = 75^\circ$ en fonction d'une cohésion c_s variée jusqu'à la rupture.

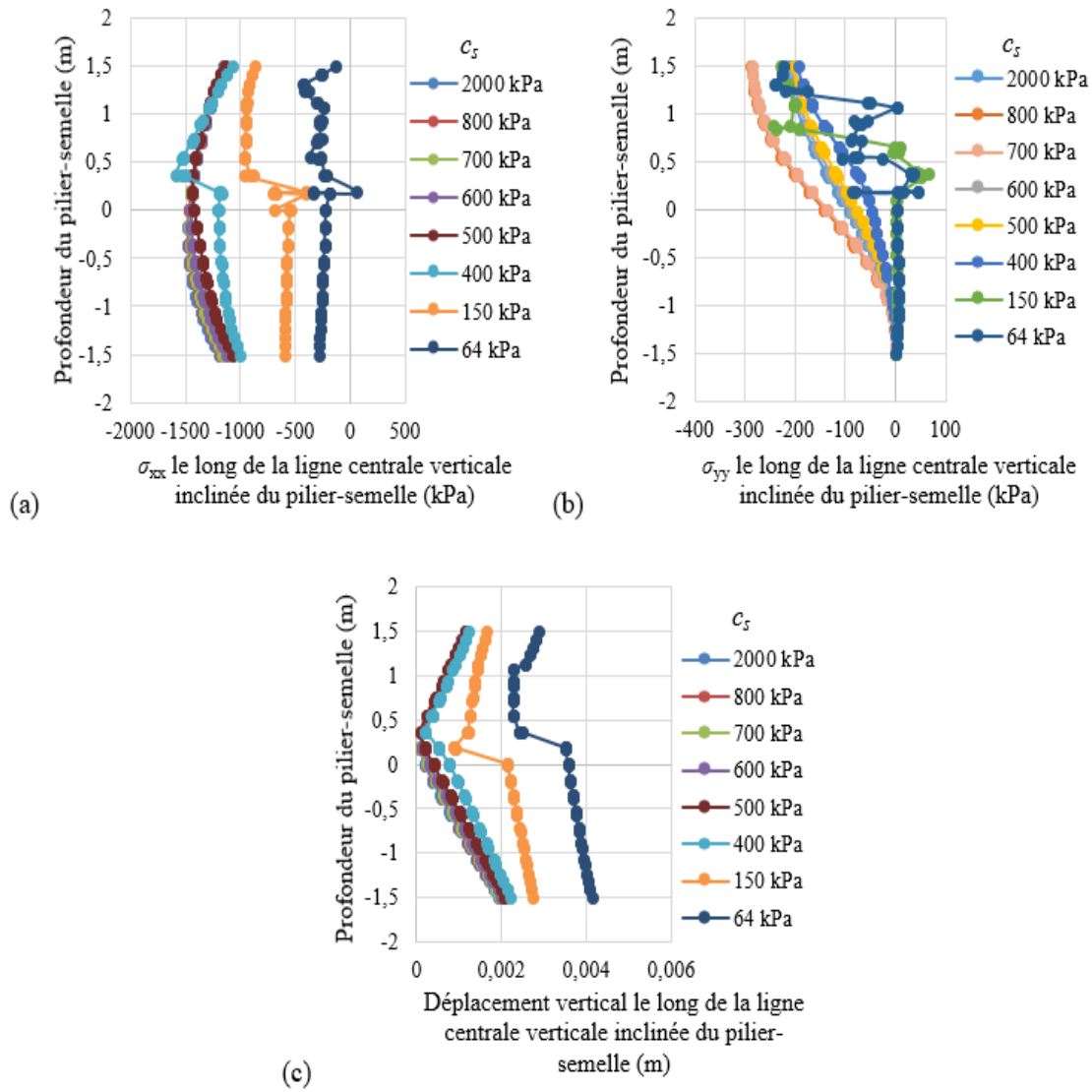


Figure C.11: Distribution des contraintes horizontales σ_{xx} (a) et verticales σ_{yy} (b) et des déplacements verticaux (c) le long de la ligne centrale verticale inclinée du pilier-semelle à $z = 300$ m pour $\beta = 60^\circ$ en fonction d'une cohésion c_s variée jusqu'à la rupture.

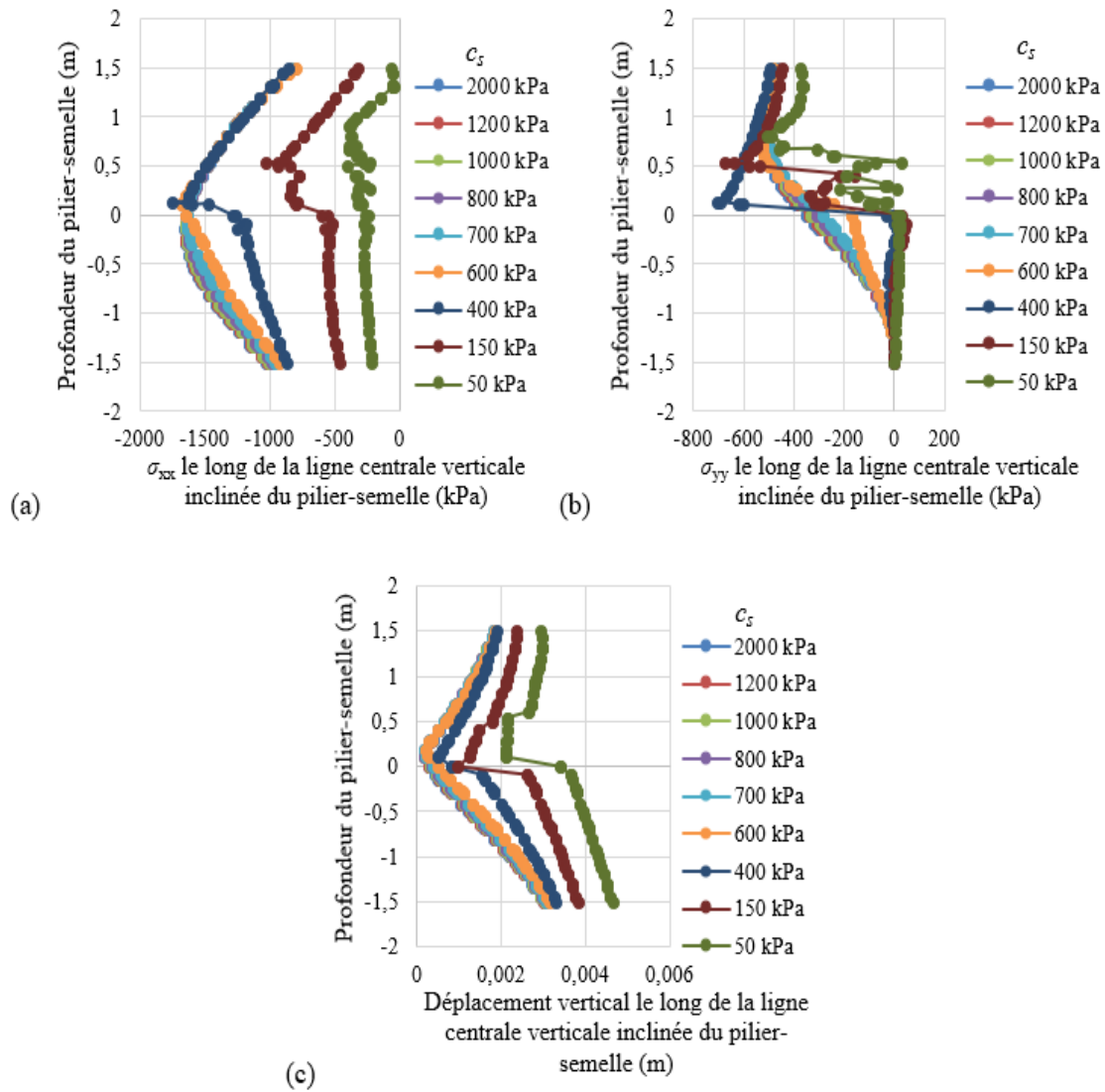


Figure C.12: Distribution des contraintes horizontales σ_{xx} (a) et verticales σ_{yy} (b) et des déplacements verticaux (c) le long de la ligne centrale verticale inclinée du pilier-semelle à $z = 300$ m pour $\beta = 45^\circ$ en fonction d'une cohésion c_s variée jusqu'à la rupture.

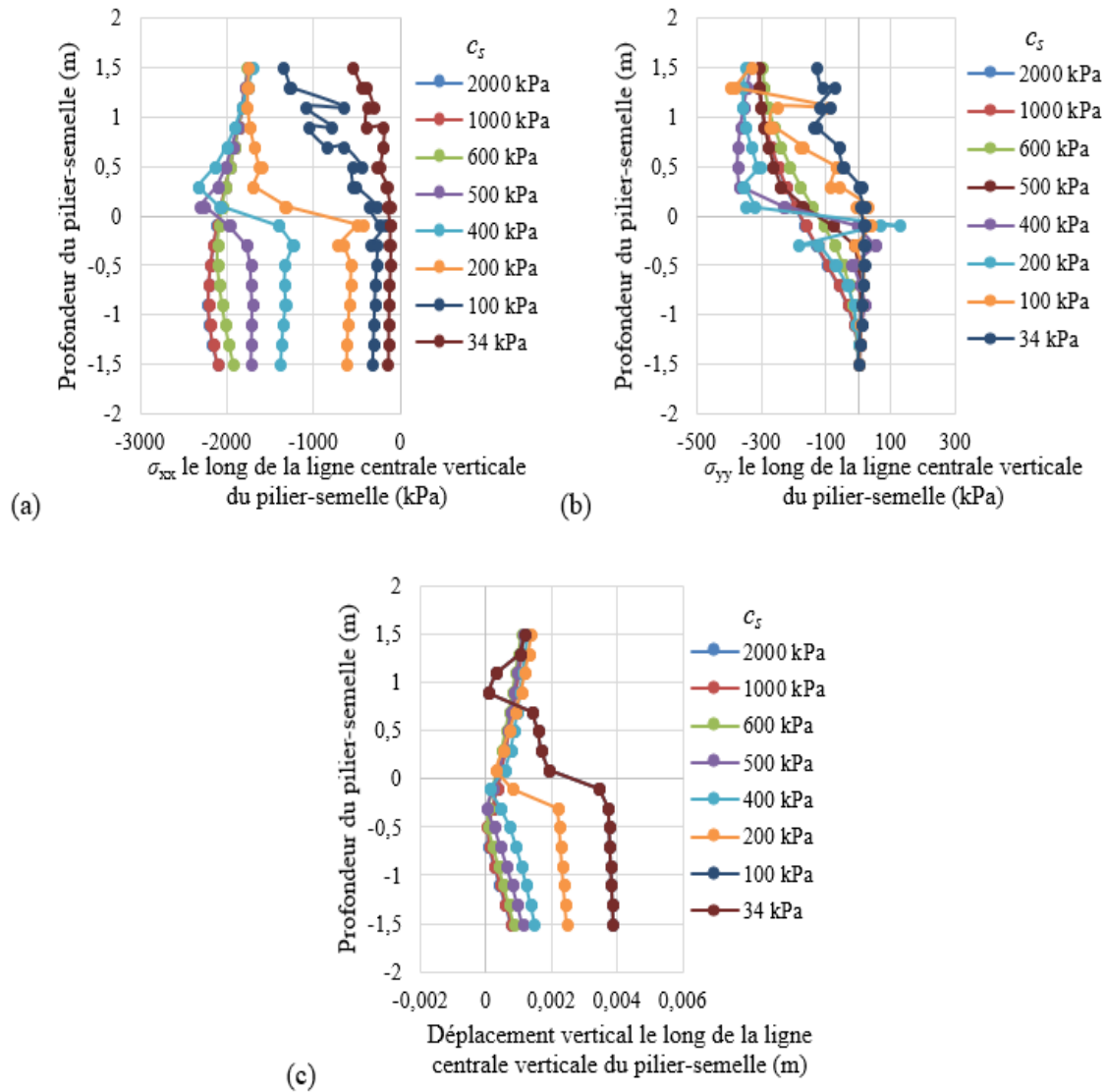


Figure C.13: Distribution des contraintes horizontales σ_{xx} (a) et verticales σ_{yy} (b) et des déplacements verticaux (c) le long de la ligne centrale verticale du pilier-semelle à $z = 300$ m pour $W = 4$ m en fonction d'une cohésion c_s variée jusqu'à la rupture.

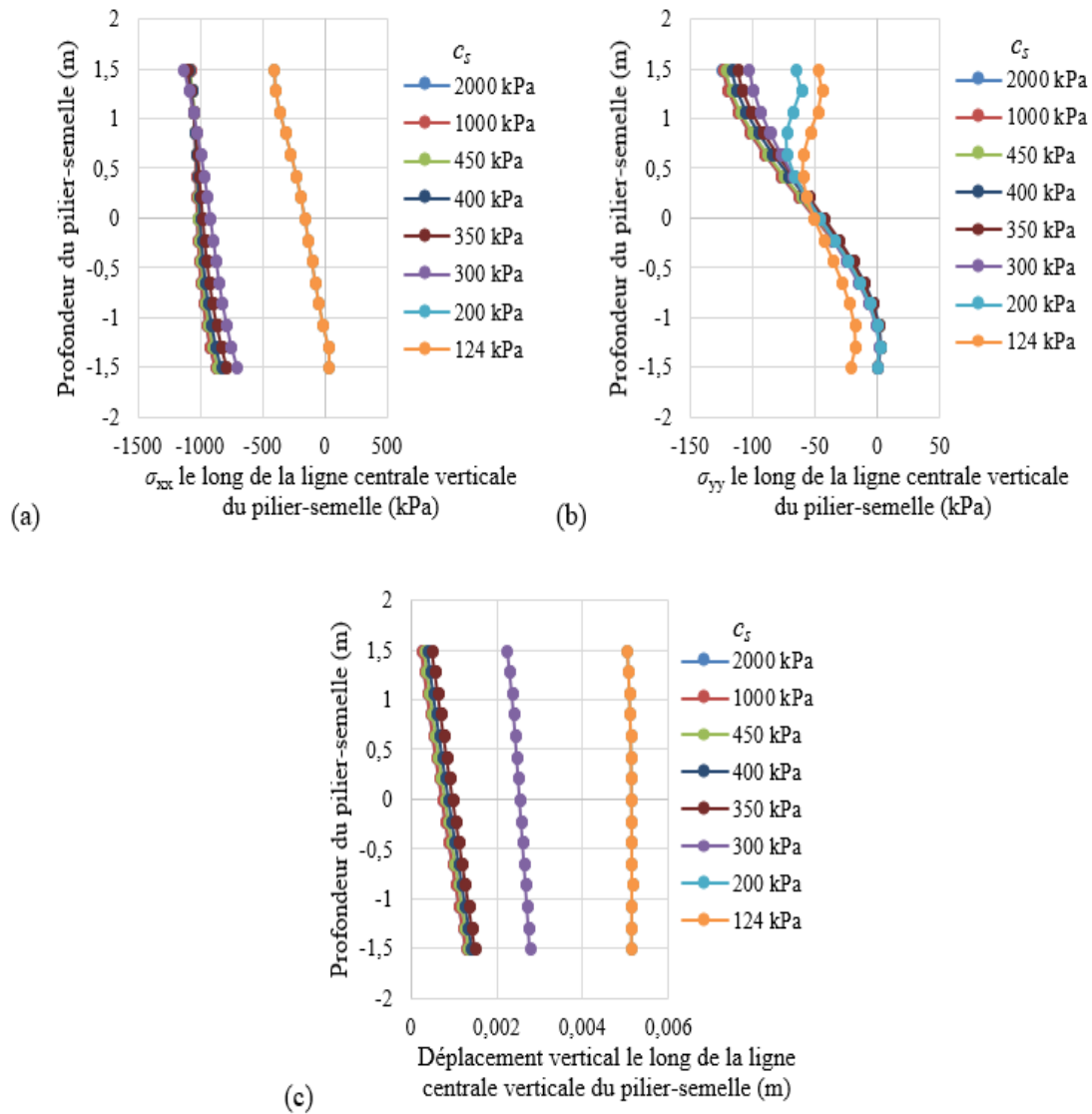


Figure C.14: Distribution des contraintes horizontales σ_{xx} (a) et verticales σ_{yy} (b) et des déplacements verticaux (c) le long de la ligne centrale verticale du pilier-semelle à $z = 300$ m pour $W = 8$ m en fonction d'une cohésion c_s variée jusqu'à la rupture.

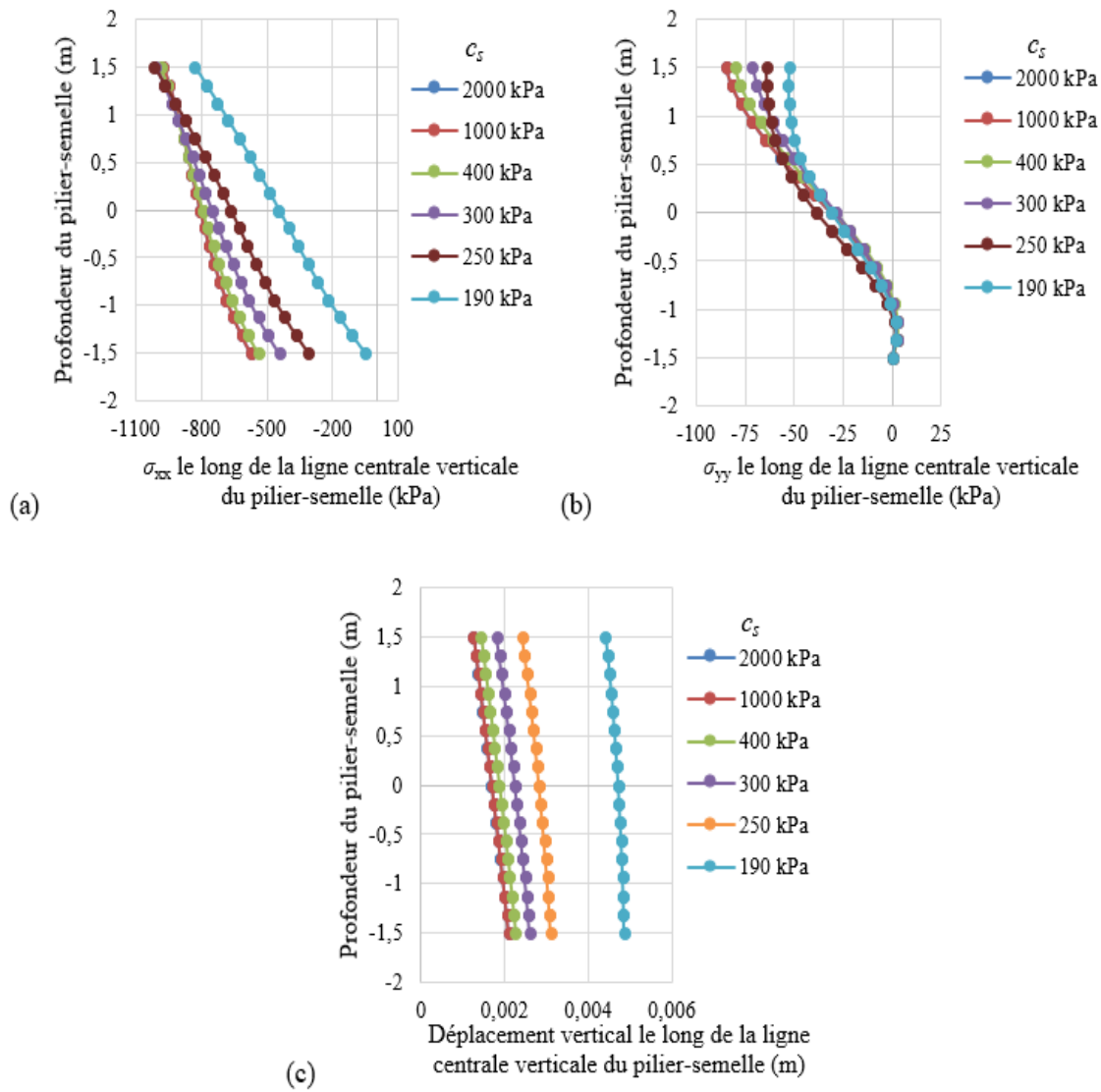


Figure C.15: Distribution des contraintes horizontales σ_{xx} (a) et verticales σ_{yy} (b) et des déplacements verticaux (c) le long de la ligne centrale verticale du pilier-semelle à $z = 300$ m pour $W = 10$ m en fonction d'une cohésion c_s variée jusqu'à la rupture.

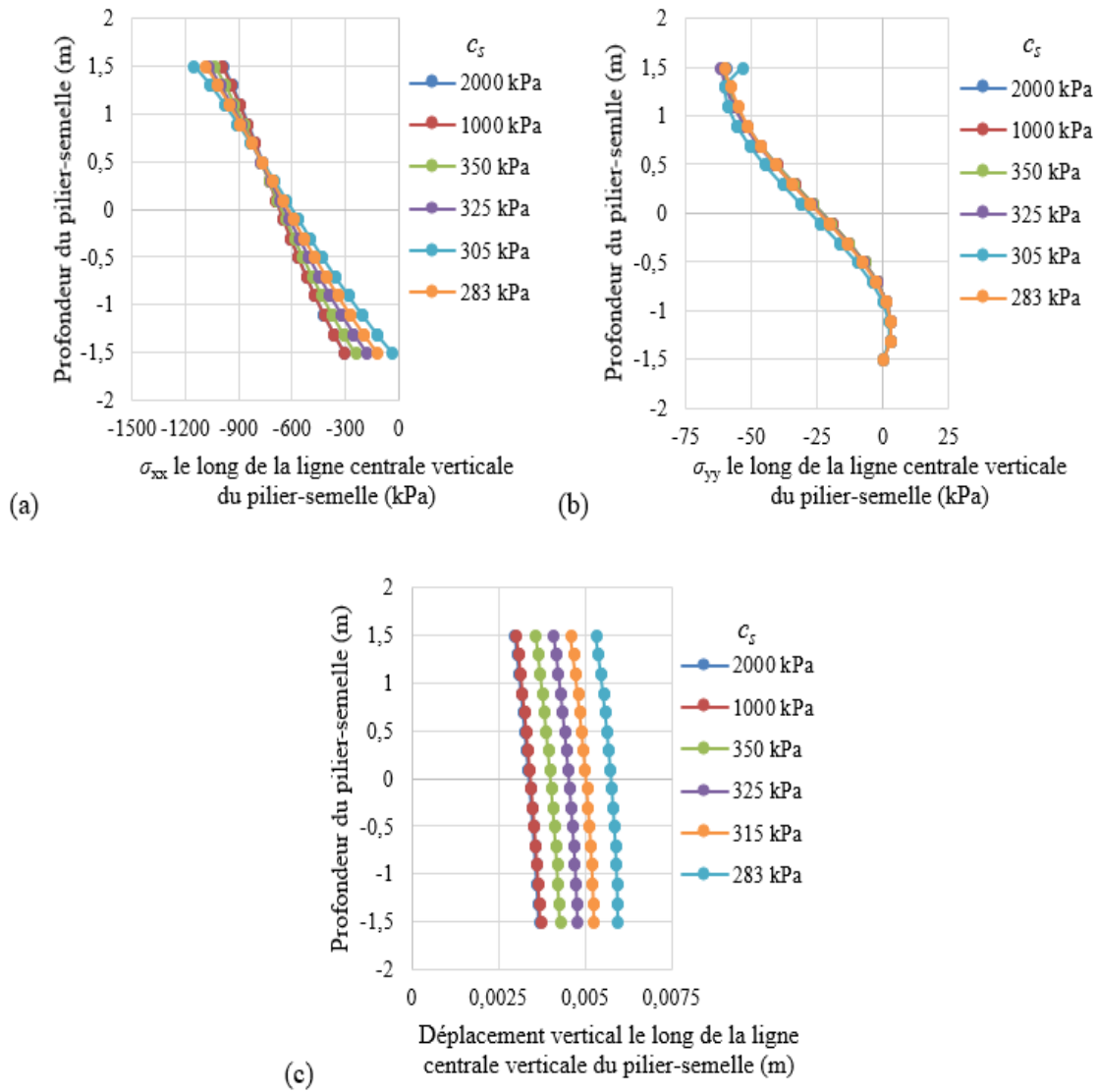


Figure C.16: Distribution des contraintes horizontales σ_{xx} (a) et verticales σ_{yy} (b) et des déplacements verticaux (c) le long de la ligne centrale verticale du pilier-semelle à $z = 300$ m pour $W = 12$ m en fonction d'une cohésion c_s variée jusqu'à la rupture.

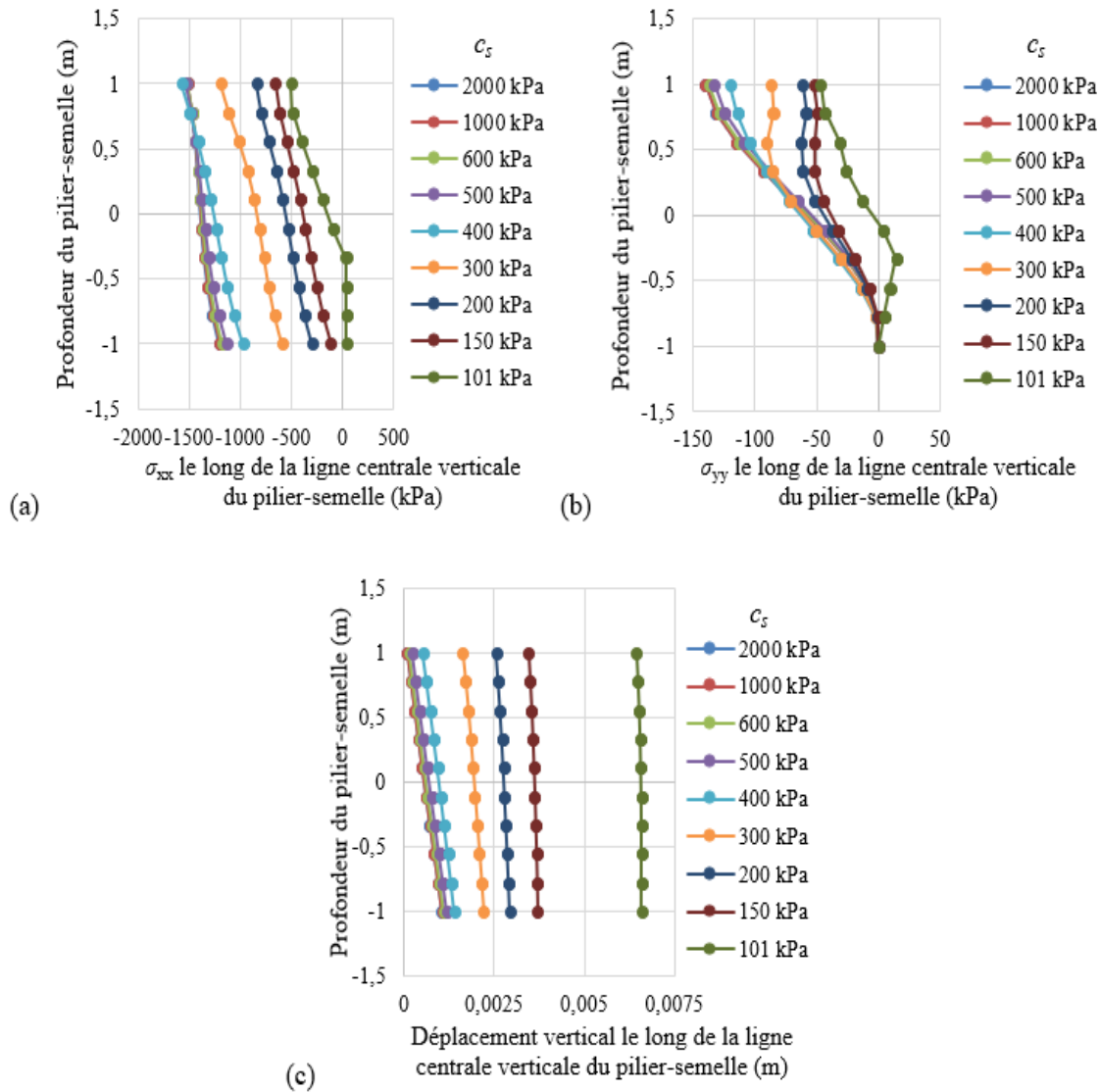


Figure C.17: Distribution des contraintes horizontales σ_{xx} (a) et verticales σ_{yy} (b) et des déplacements verticaux (c) le long de la ligne centrale verticale du pilier-semelle à $z = 300$ m pour $e = 2$ m en fonction d'une cohésion c_s variée jusqu'à la rupture.

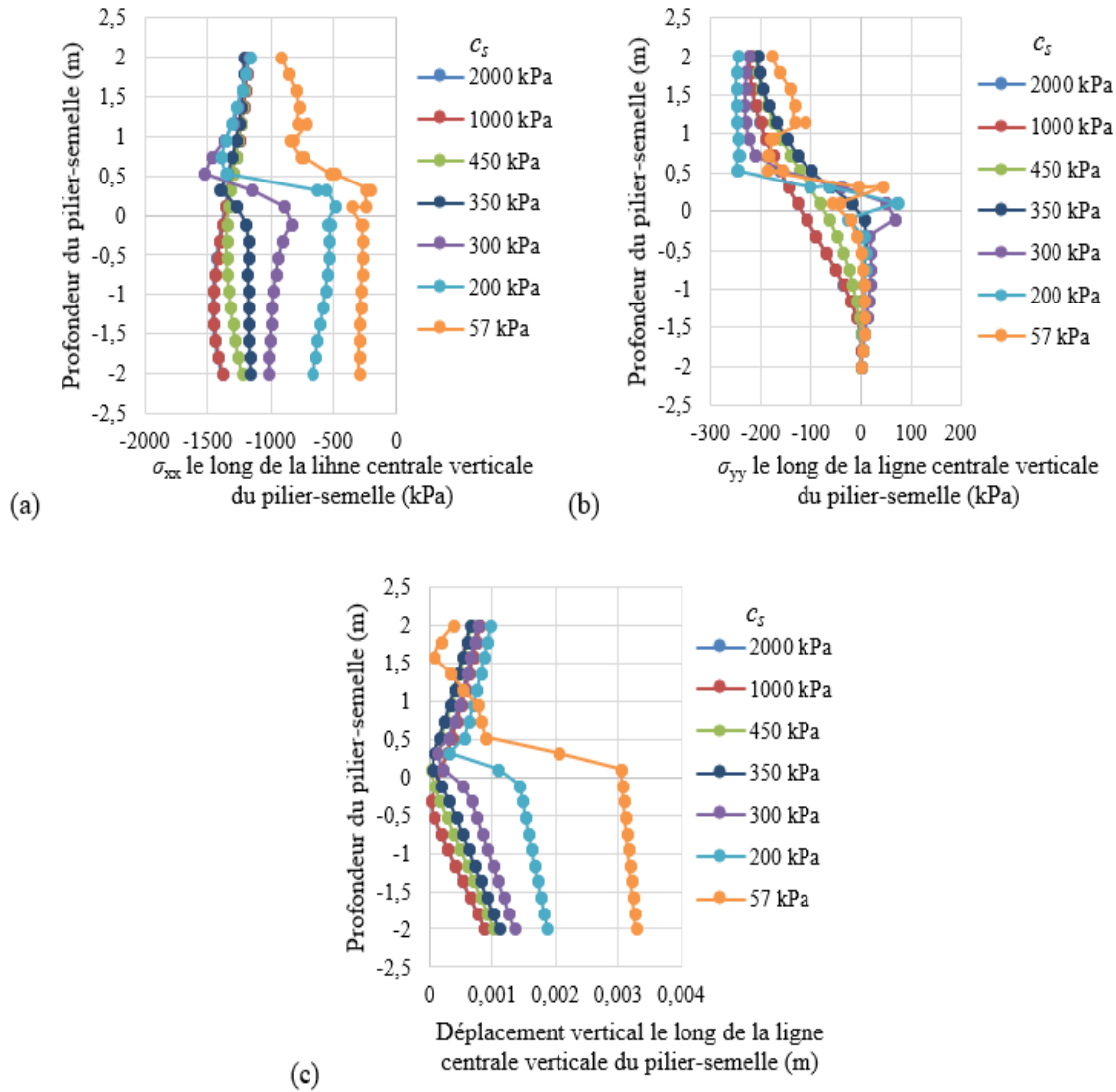


Figure C.18: Distribution des contraintes horizontales σ_{xx} (a) et verticales σ_{yy} (b) et des déplacements verticaux (c) le long de la ligne centrale verticale du pilier-semelle à $z = 300$ m pour $e = 4$ m en fonction d'une cohésion c_s variée jusqu'à la rupture.

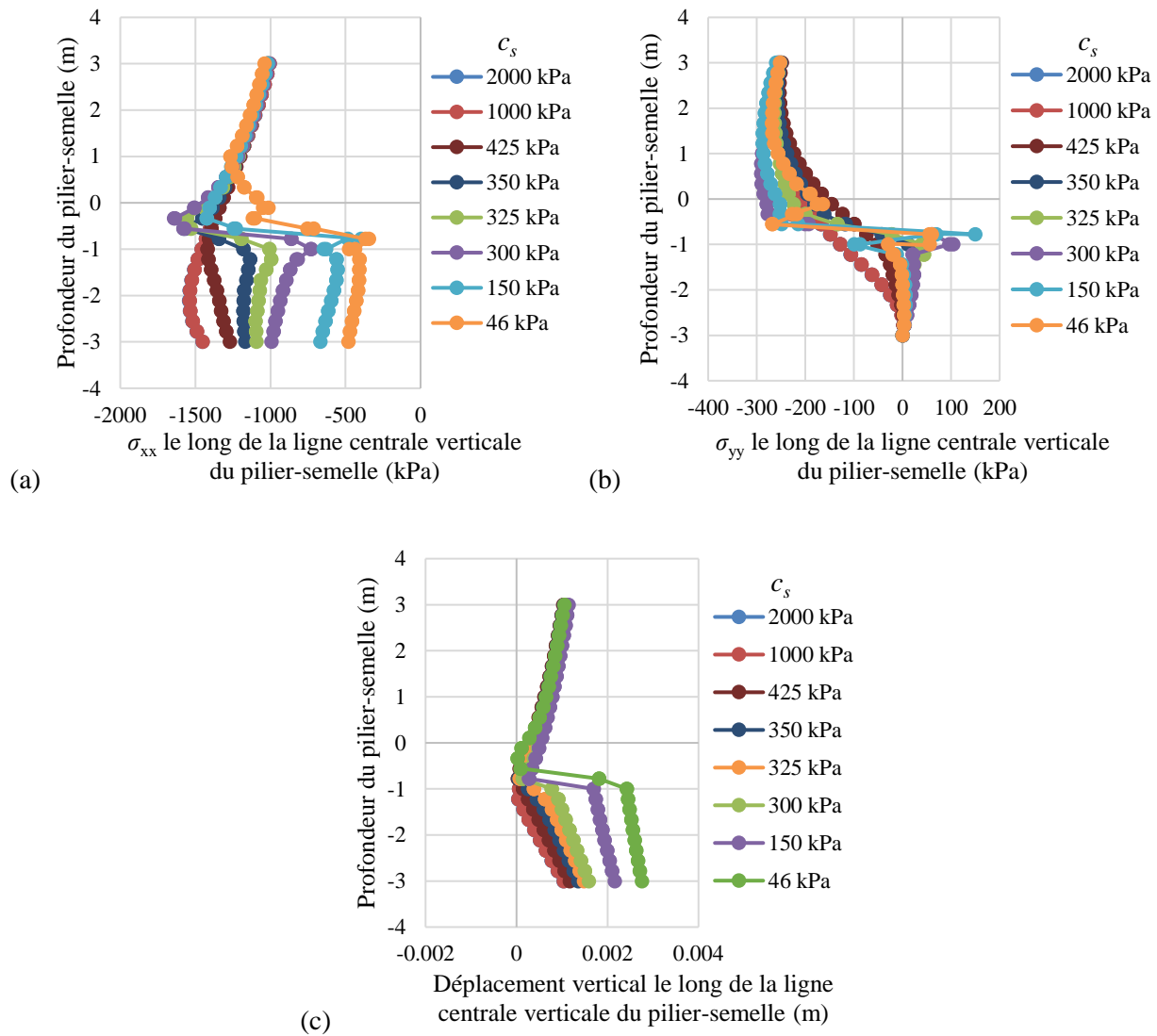


Figure C.19: Distribution des contraintes horizontales σ_{xx} (a) et verticales σ_{yy} (b) et des déplacements verticaux (c) le long de la ligne centrale verticale du pilier-semelle à $z = 300$ m pour $e = 6$ m en fonction d'une cohésion c_s variée jusqu'à la rupture.

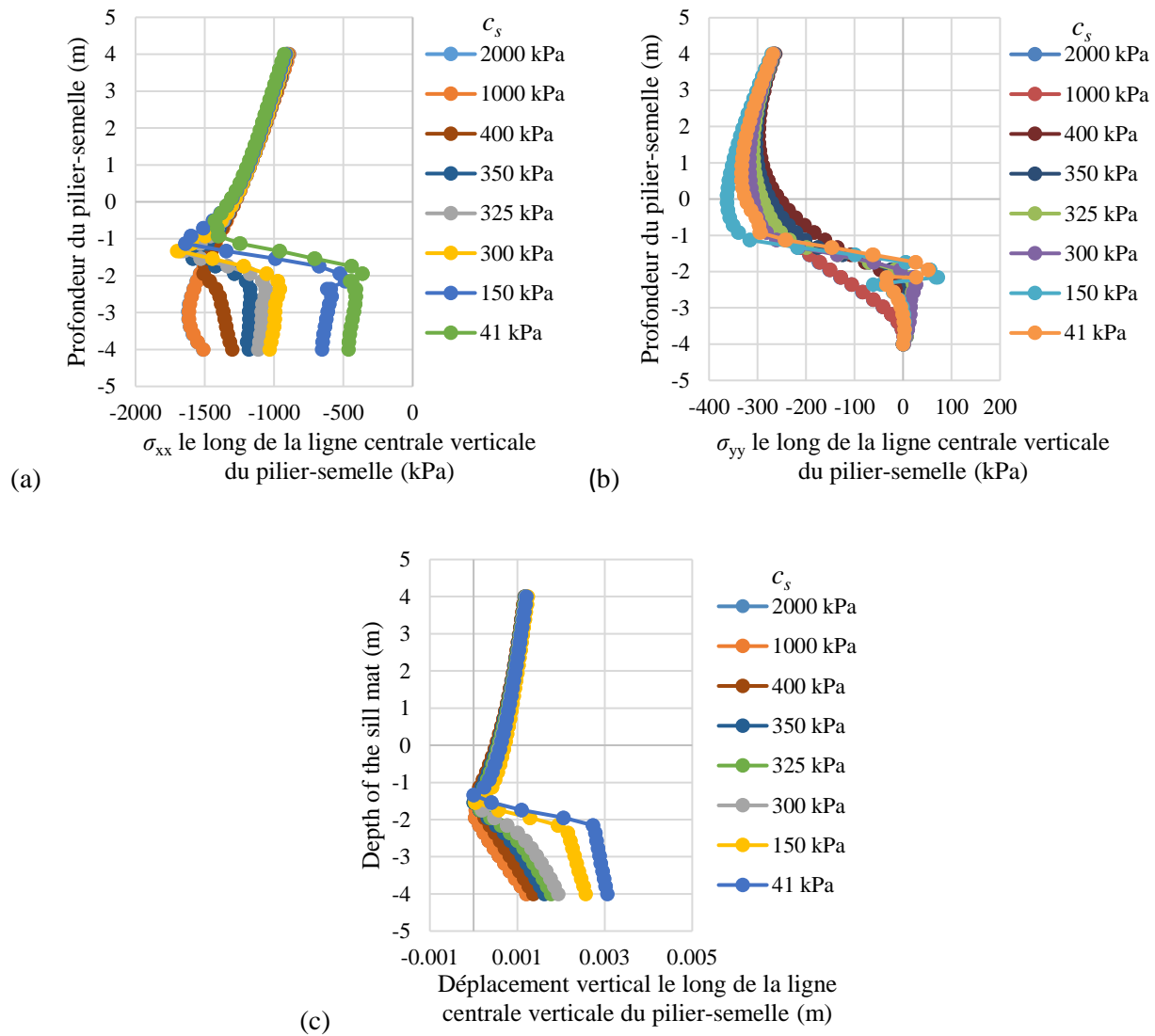


Figure C.20: Distribution des contraintes horizontales σ_{xx} (a) et verticales σ_{yy} (b) et des déplacements verticaux (c) le long de la ligne centrale verticale du pilier-semelle à $z = 300$ m pour $e = 8$ m en fonction d'une cohésion c_s variée jusqu'à la rupture.

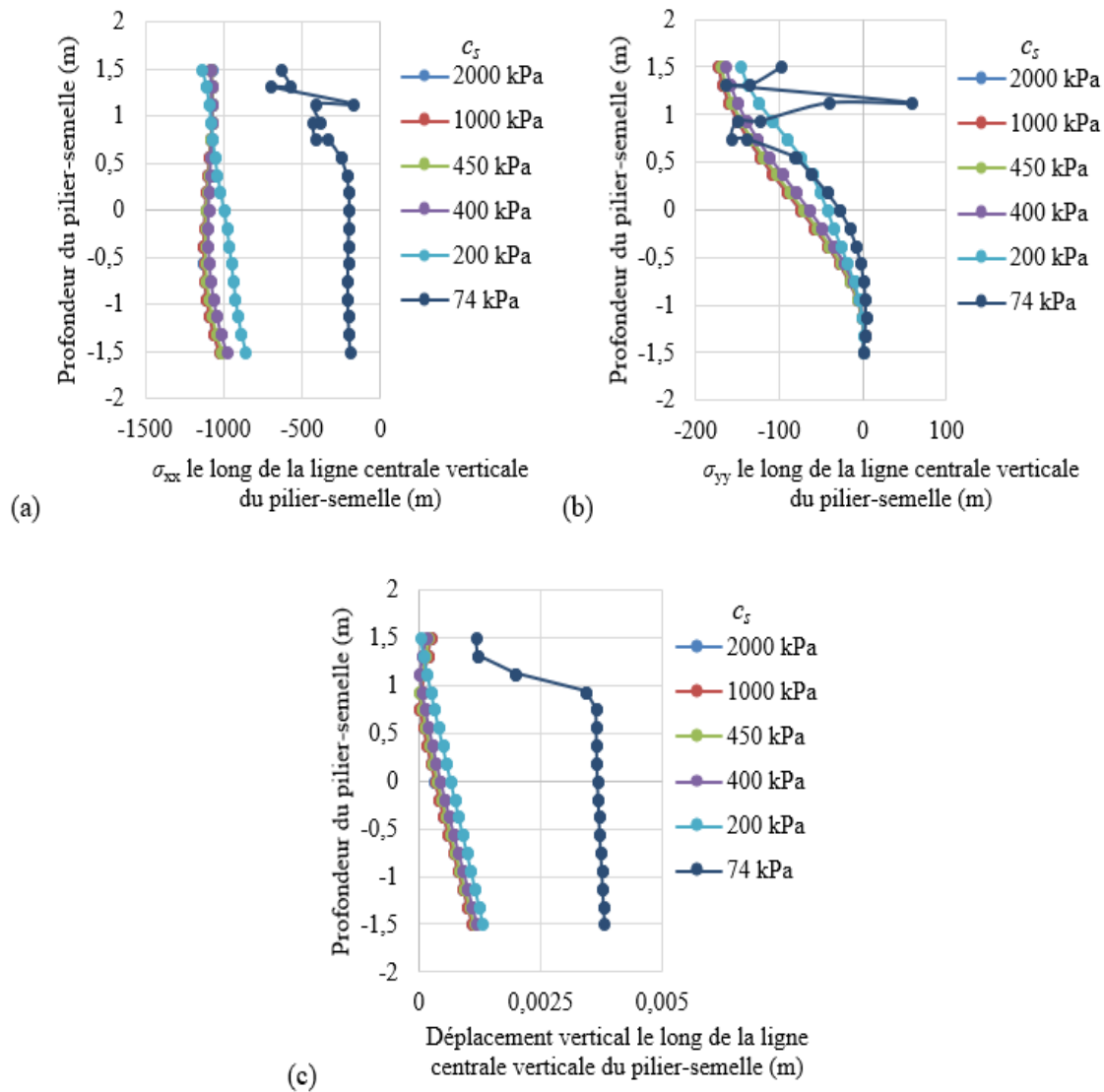


Figure C.21: Distribution des contraintes horizontales σ_{xx} (a) et verticales σ_{yy} (b) et des déplacements verticaux (c) le long de la ligne centrale verticale du pilier-semelle à $z = 300$ m pour $E_s = 0,8$ GPa en fonction d'une cohésion c_s variée jusqu'à la rupture.

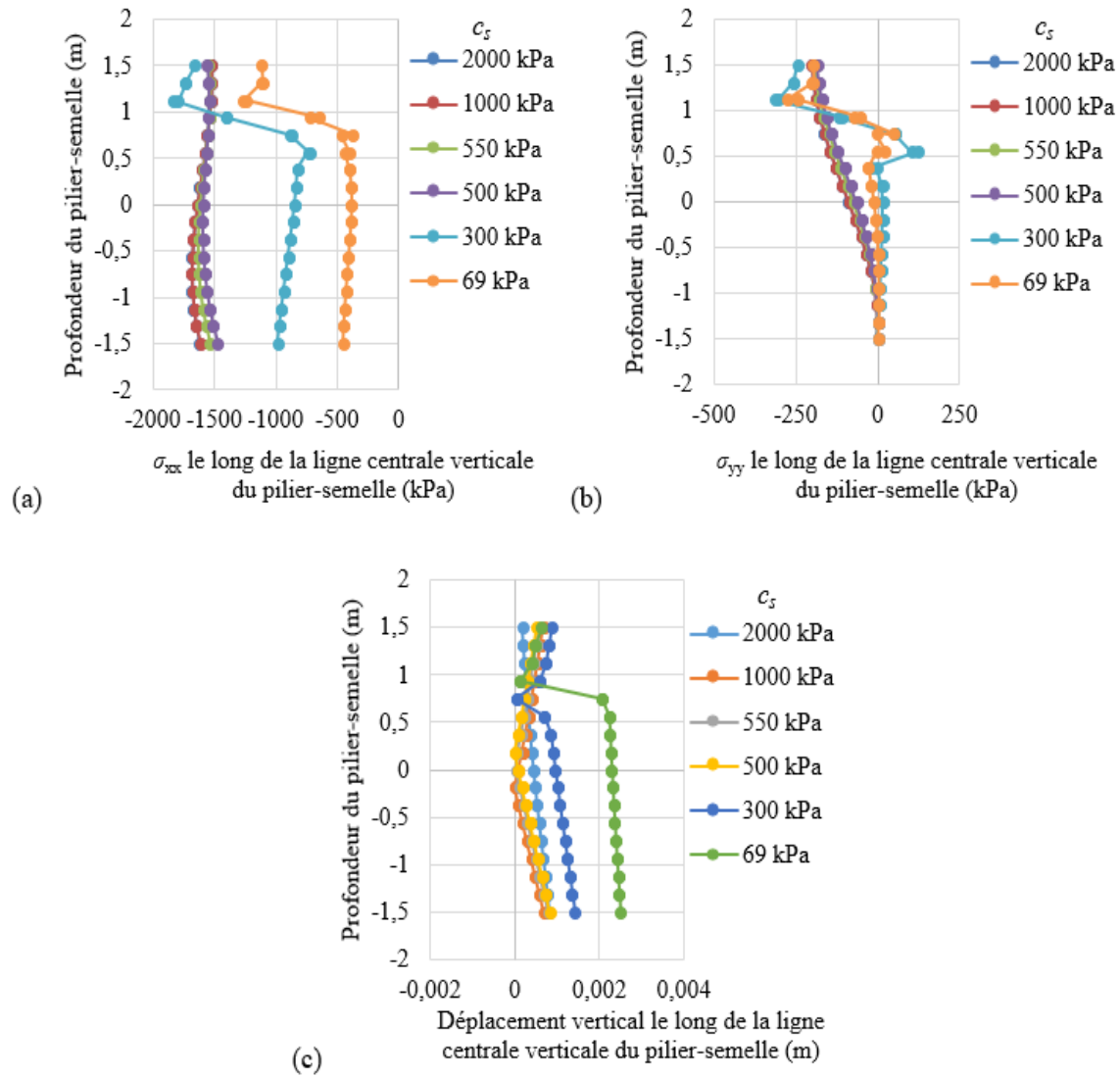


Figure C.22: Distribution des contraintes horizontales σ_{xx} (a) et verticales σ_{yy} (b) et des déplacements verticaux (c) le long de la ligne centrale verticale du pilier-semelle à $z = 300$ m pour $E_s = 1,2$ GPa en fonction d'une cohésion c_s variée jusqu'à la rupture.

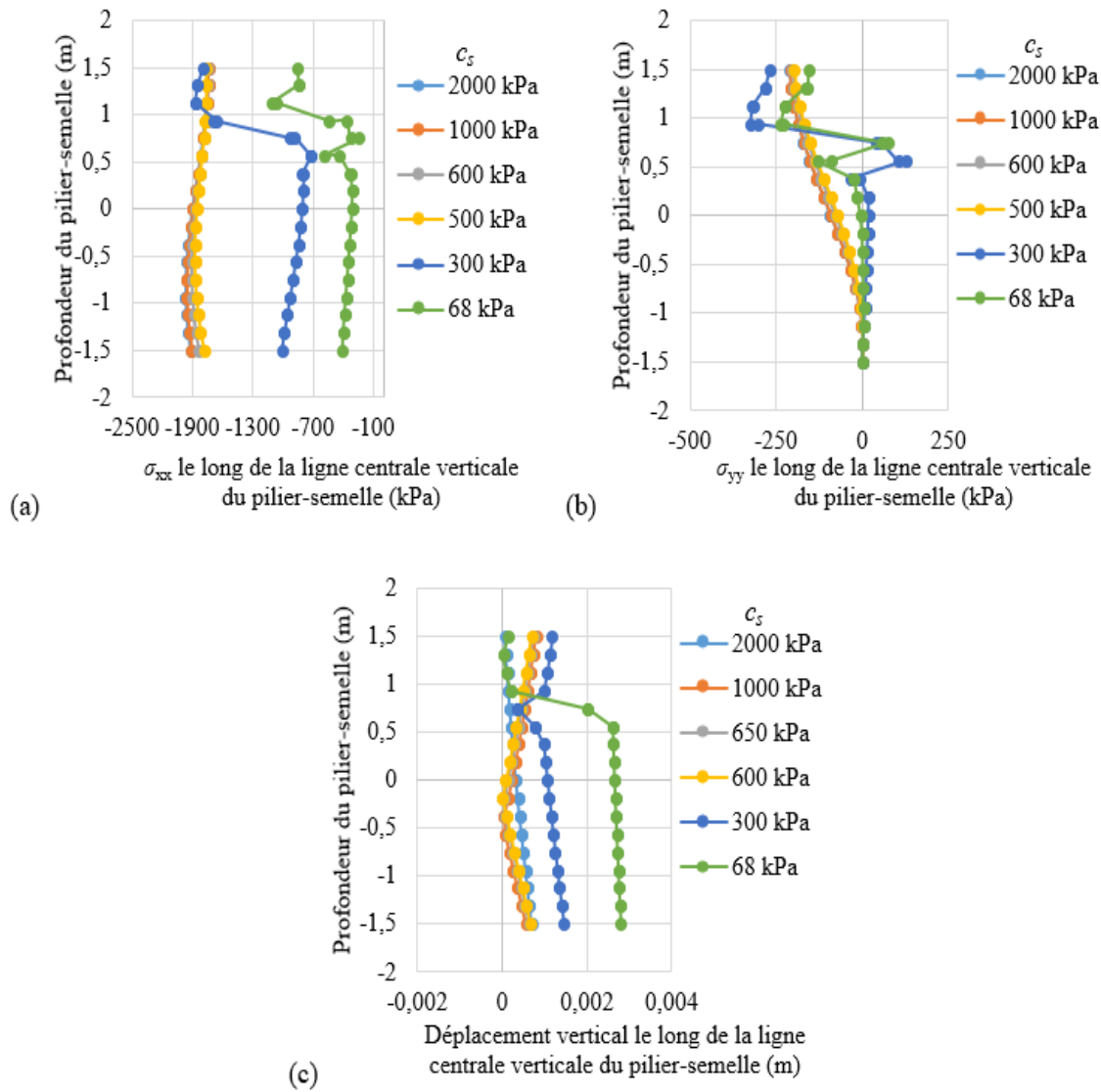


Figure C.23: Distribution des contraintes horizontales σ_{xx} (a) et verticales σ_{yy} (b) et des déplacements verticaux (c) le long de la ligne centrale verticale du pilier-semelle à $z = 300$ m pour $E_s = 1,4$ GPa en fonction d'une cohésion c_s variée jusqu'à la rupture.

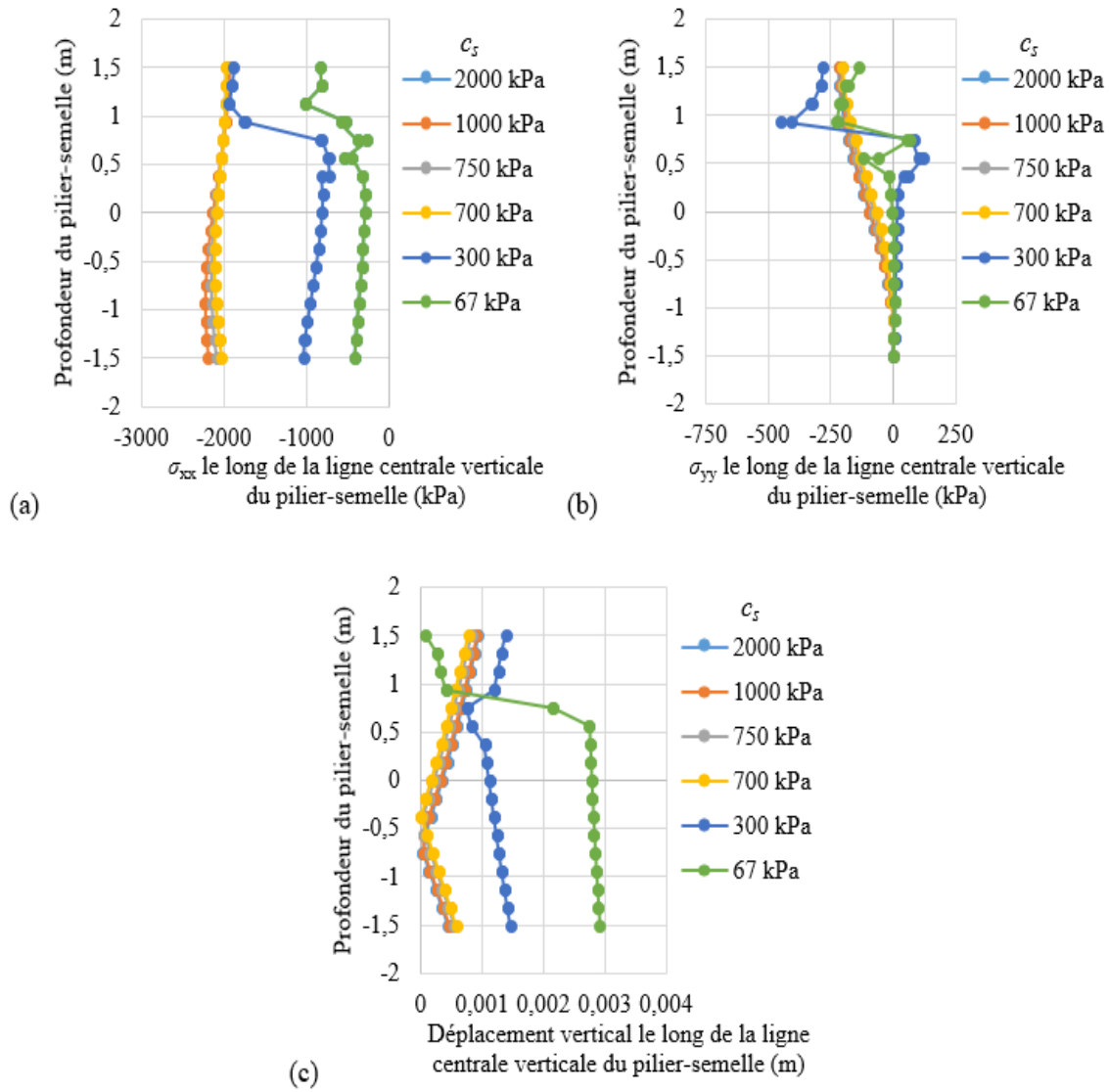


Figure C.24: Distribution des contraintes horizontales σ_{xx} (a) et verticales σ_{yy} (b) et des déplacements verticaux (c) le long de la ligne centrale verticale du pilier-semelle à $z = 300$ m pour $E_s = 1,6$ GPa en fonction d'une cohésion c_s variée jusqu'à la rupture.

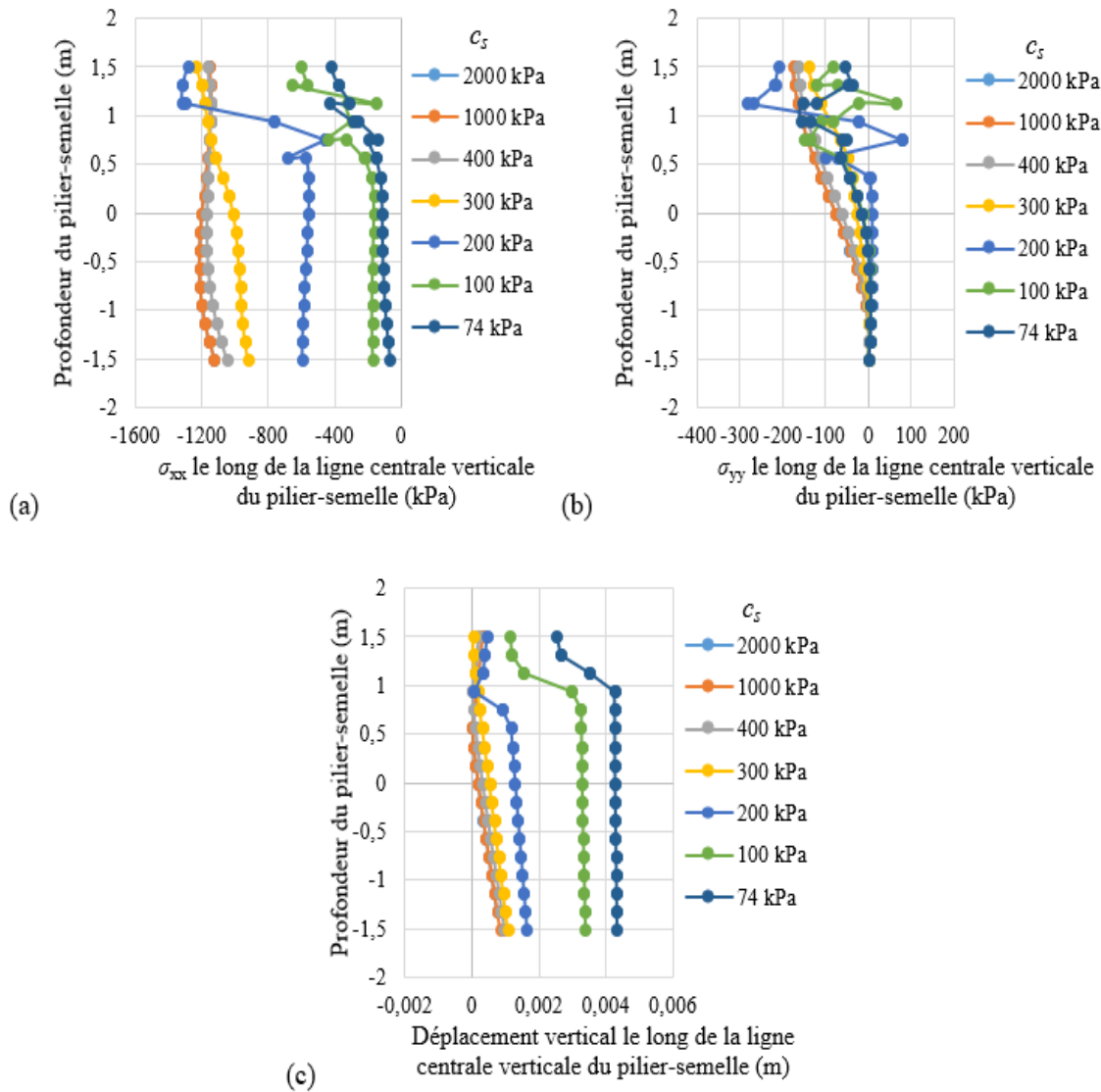


Figure C.25: Distribution des contraintes horizontales σ_{xx} (a) verticales σ_{yy} (b) et des déplacements verticaux (c) le long de la ligne centrale verticale du pilier-semelle à $z = 300$ m pour $E_r = 72$ GPa en fonction d'une cohésion c_s variée jusqu'à la rupture.

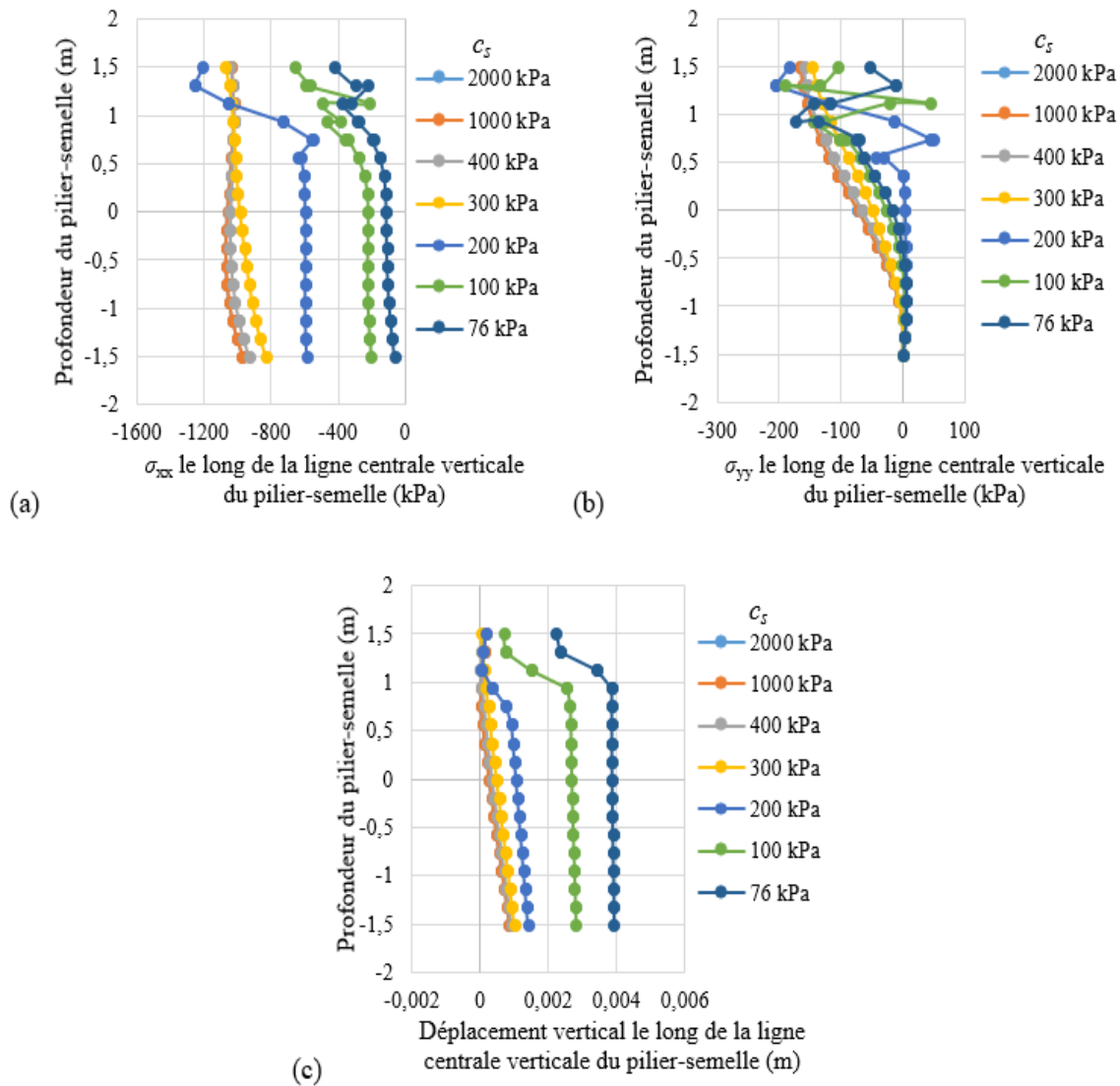


Figure C.26: Distribution des contraintes horizontales σ_{xx} (a) verticales σ_{yy} (b) et des déplacements verticaux (c) le long de la ligne centrale verticale du pilier-semelle à $z = 300$ m pour $E_r = 82$ GPa en fonction d'une cohésion c_s variée jusqu'à la rupture.

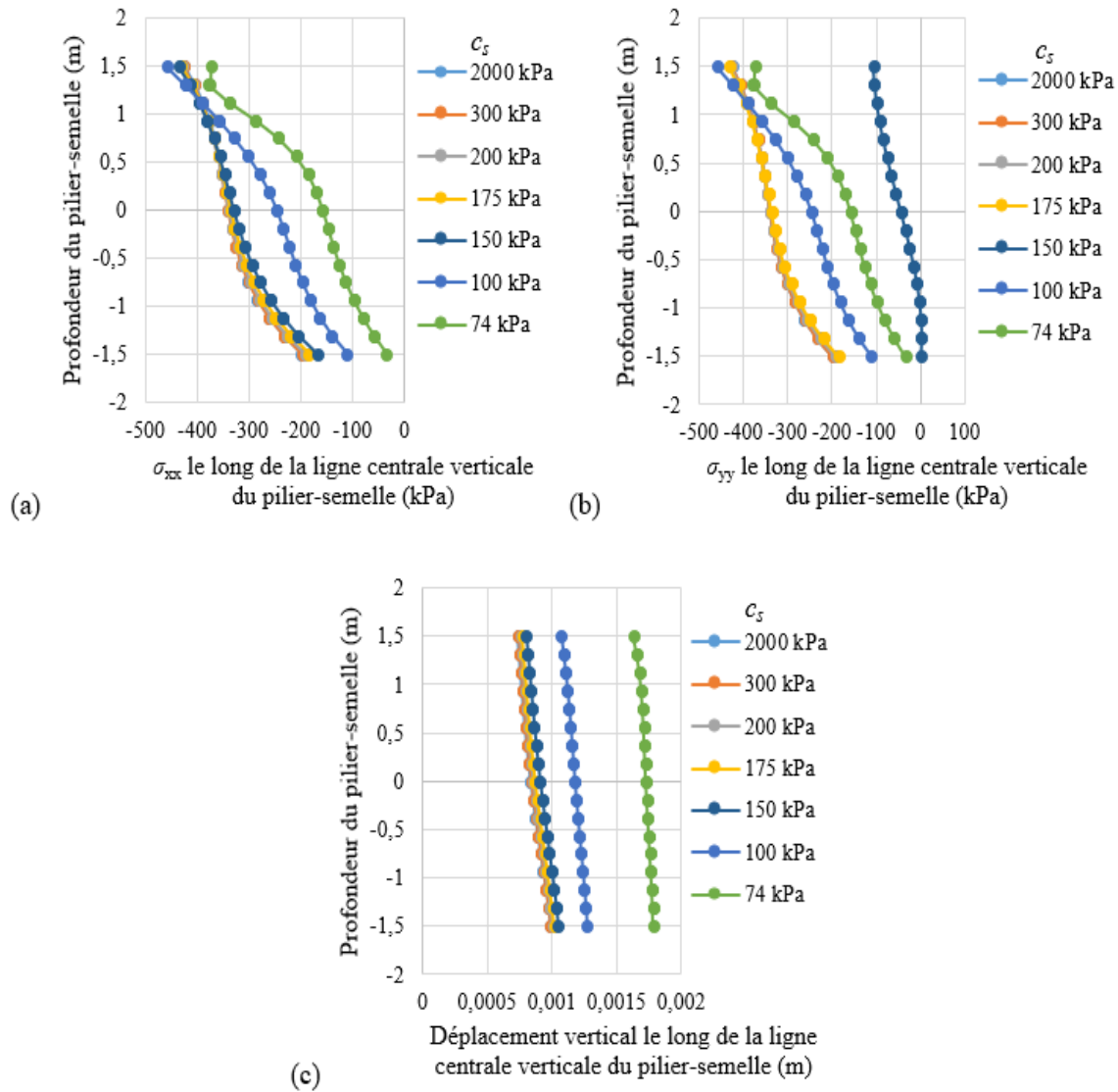


Figure C.27: Distribution des contraintes horizontales σ_{xx} (a) et verticales σ_{yy} et des déplacements verticaux (c) le long de la ligne centrale verticale du pilier-semelle à $z = 300$ m pour $K_r = 0,5$ en fonction d'une cohésion c_s variée jusqu'à la rupture.

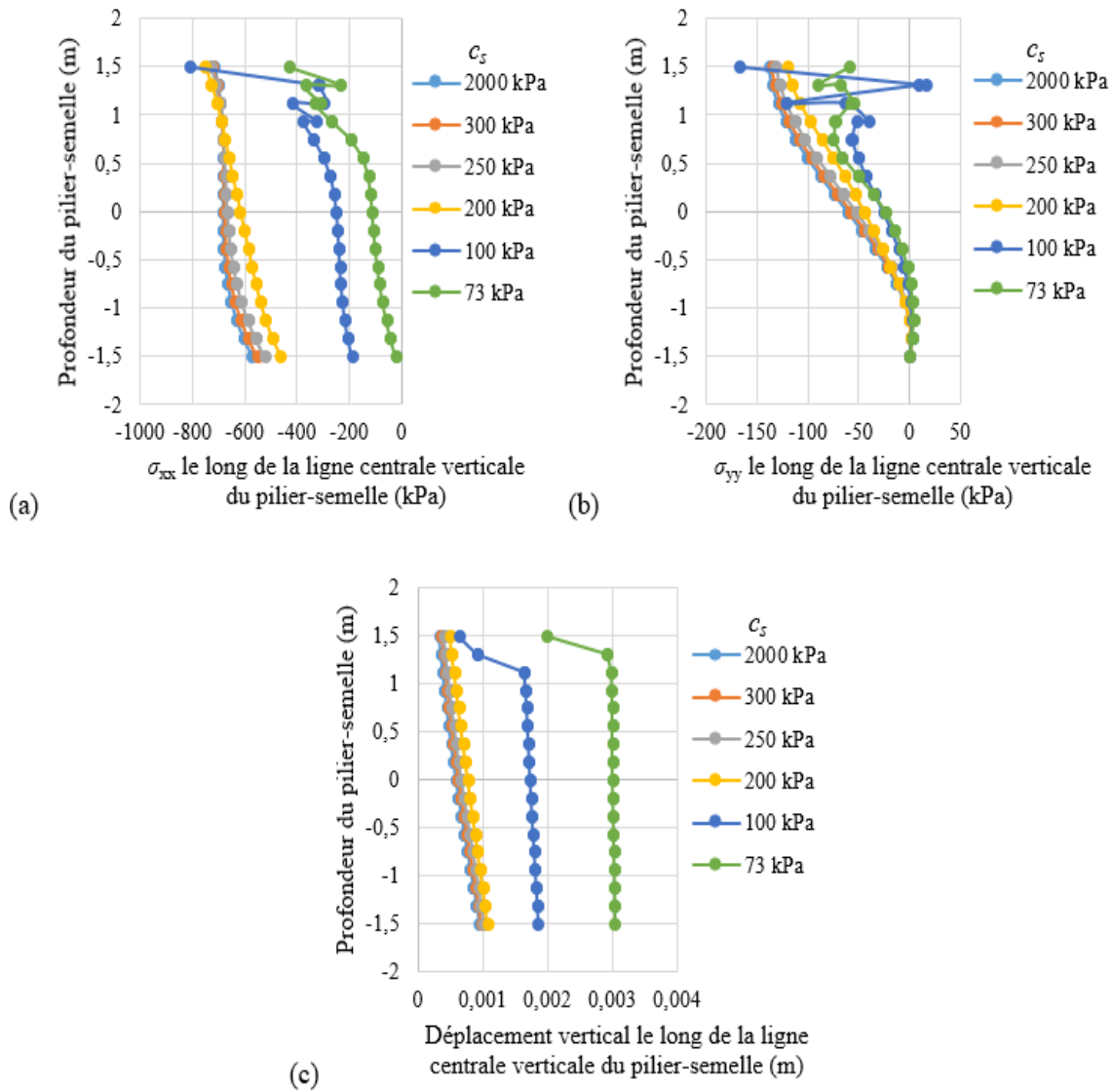


Figure C.28: Distribution des contraintes horizontales σ_{xx} (a) et verticales σ_{yy} et des déplacements verticaux (c) le long de la ligne centrale verticale du pilier-semelle à $z = 300$ m pour $K_r = 1$ en fonction d'une cohésion c_s variée jusqu'à la rupture.

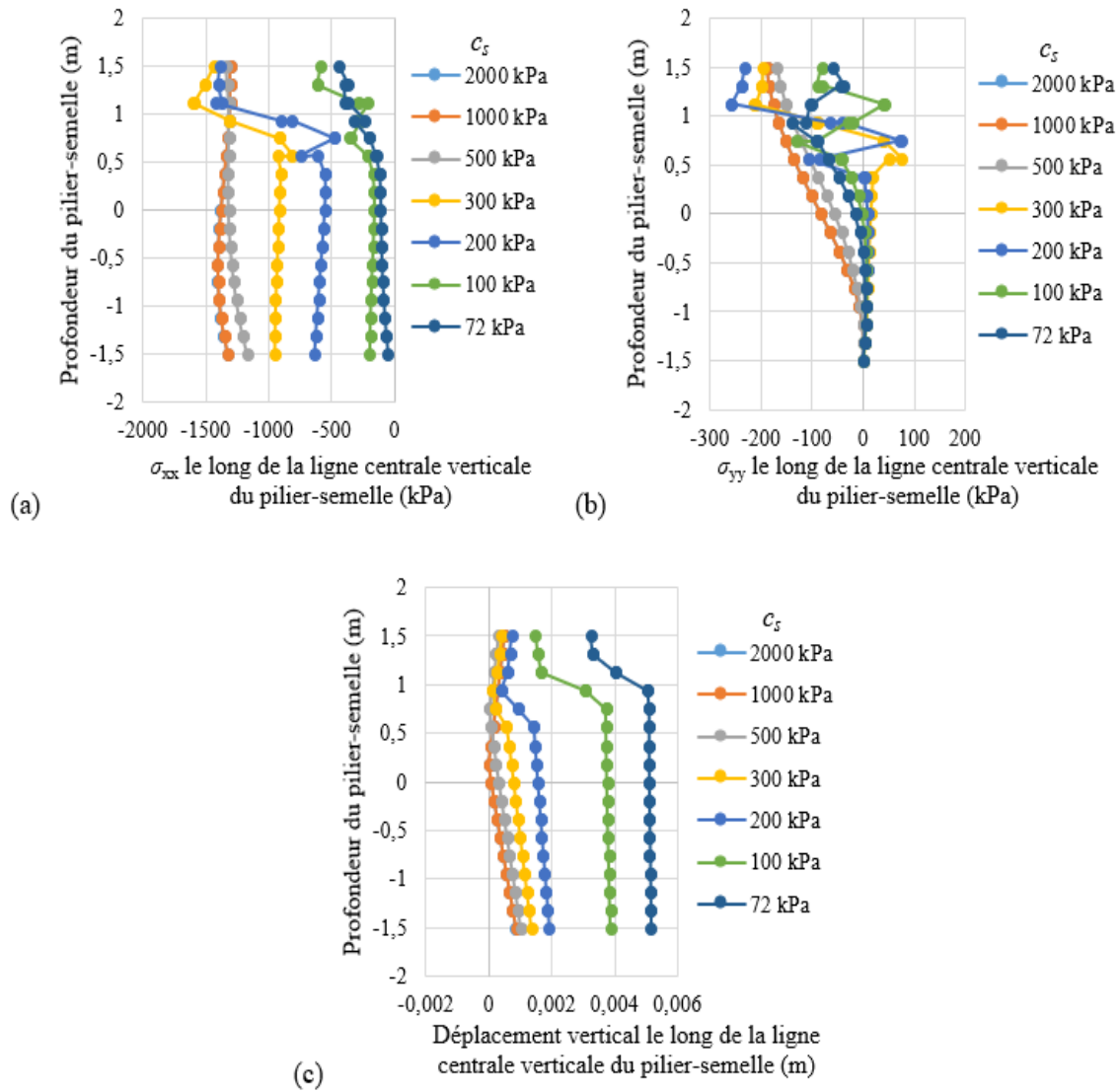


Figure C.29: Distribution des contraintes horizontales σ_{xx} (a) et verticales σ_{yy} (b) et des déplacements verticaux (c) le long de la ligne centrale verticale du pilier-semelle à $z = 300$ m pour $\sigma_{ci} = 325$ MPa en fonction d'une cohésion c_s variée jusqu'à la rupture.

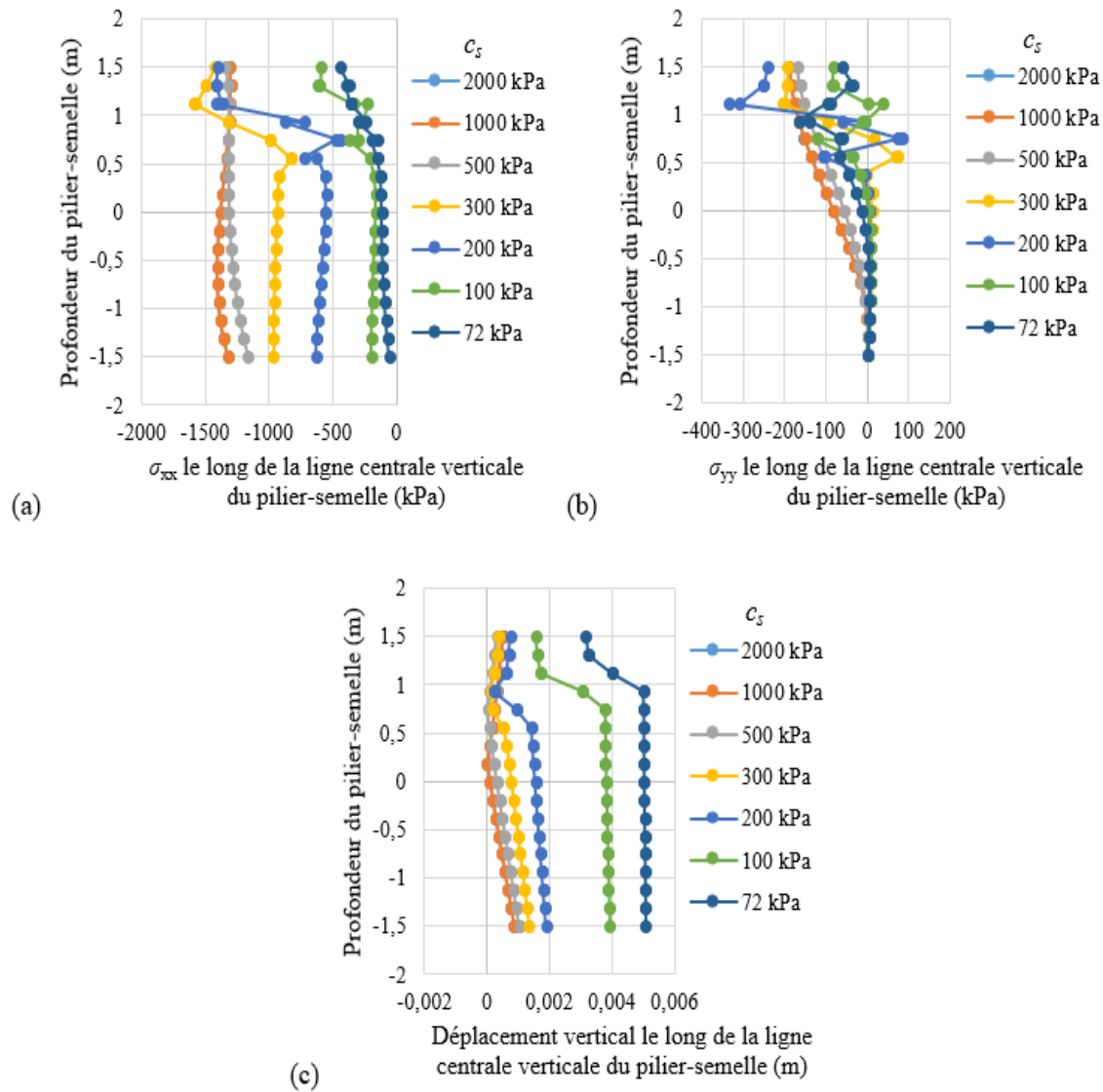


Figure C.30: Distribution des contraintes horizontales σ_{xx} (a) et verticales σ_{yy} (b) et des déplacements verticaux (c) le long de la ligne centrale verticale du pilier-semelle à $z = 300$ m pour $\sigma_{ci} = 350$ MPa en fonction d'une cohésion c_s variée jusqu'à la rupture.

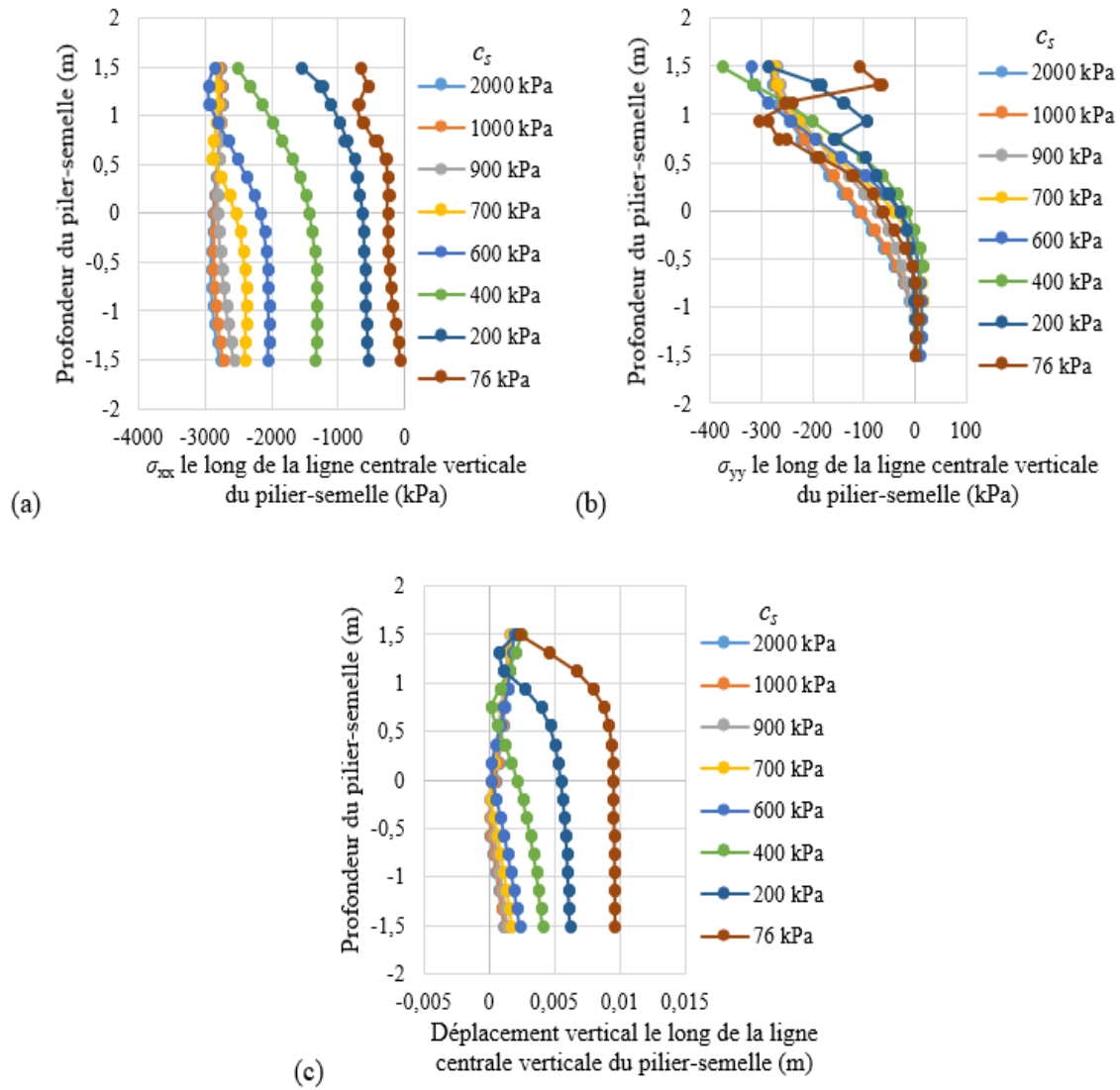


Figure C.31: Distribution des contraintes horizontales σ_{xx} (a) et verticales σ_{yy} (b) et des déplacements verticaux (c) le long de la ligne centrale verticale du pilier-semelle à $z = 300$ m pour $H = 19$ m en fonction d'une cohésion c_s variée jusqu'à la rupture.

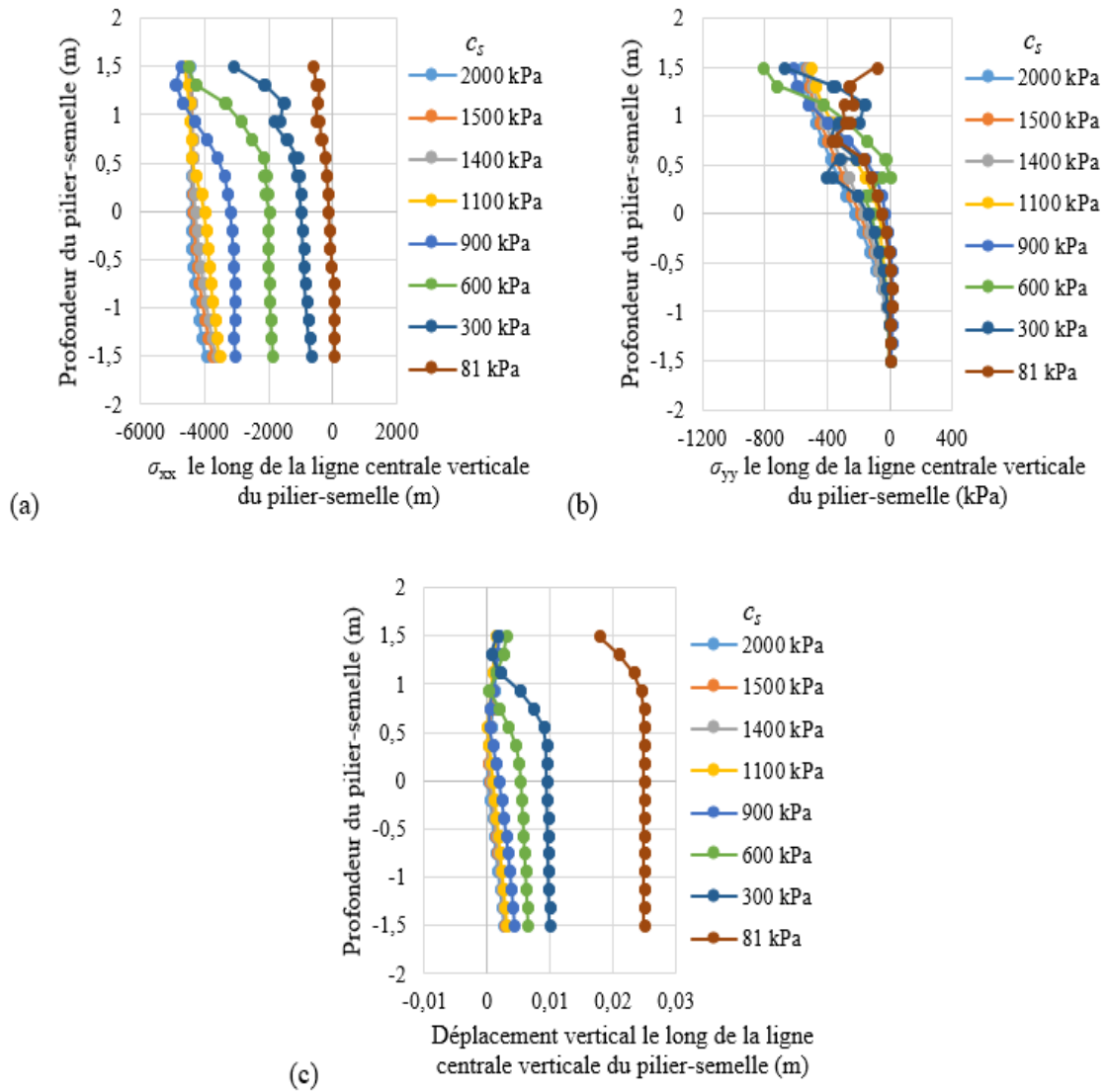


Figure C.32: Distribution des contraintes horizontales σ_{xx} (a) et verticales σ_{yy} (b) et des déplacements verticaux (c) le long de la ligne centrale verticale du pilier-semelle à $z = 300$ m pour $H = 28,5$ m en fonction d'une cohésion c_s variée jusqu'à la rupture.

Annexe D – Résultats numériques des iso-contours de déplacement et des états de plasticité dans le pilier-semelle

Les iso-contours de déplacements typiques dans le pilier-semelle à la rupture en fonction de l'angle d'inclinaison β (figure D.1), de la largeur de chantier W (figure D.2), de l'épaisseur du pilier-semelle e (figure D.3), du module de Young du pilier-semelle E_s (figure D.4), du module de Young de la roche E_r (figure D.5), du coefficient de pression des terres de la roche K_r (figure D.6), de la résistance en compression uniaxiale de la roche intacte σ_{ci} (figure D.7) ainsi qu'en fonction de la hauteur H du remblai (figure D.8) obtenus avec Plaxis 2D sont présentés ci-dessous. Seulement les résultats pour le cas de base à une profondeur des chantiers de $z = 300$ m sont présentés puisque les résultats obtenus en considérant d'autres profondeurs sont pratiquement les mêmes.

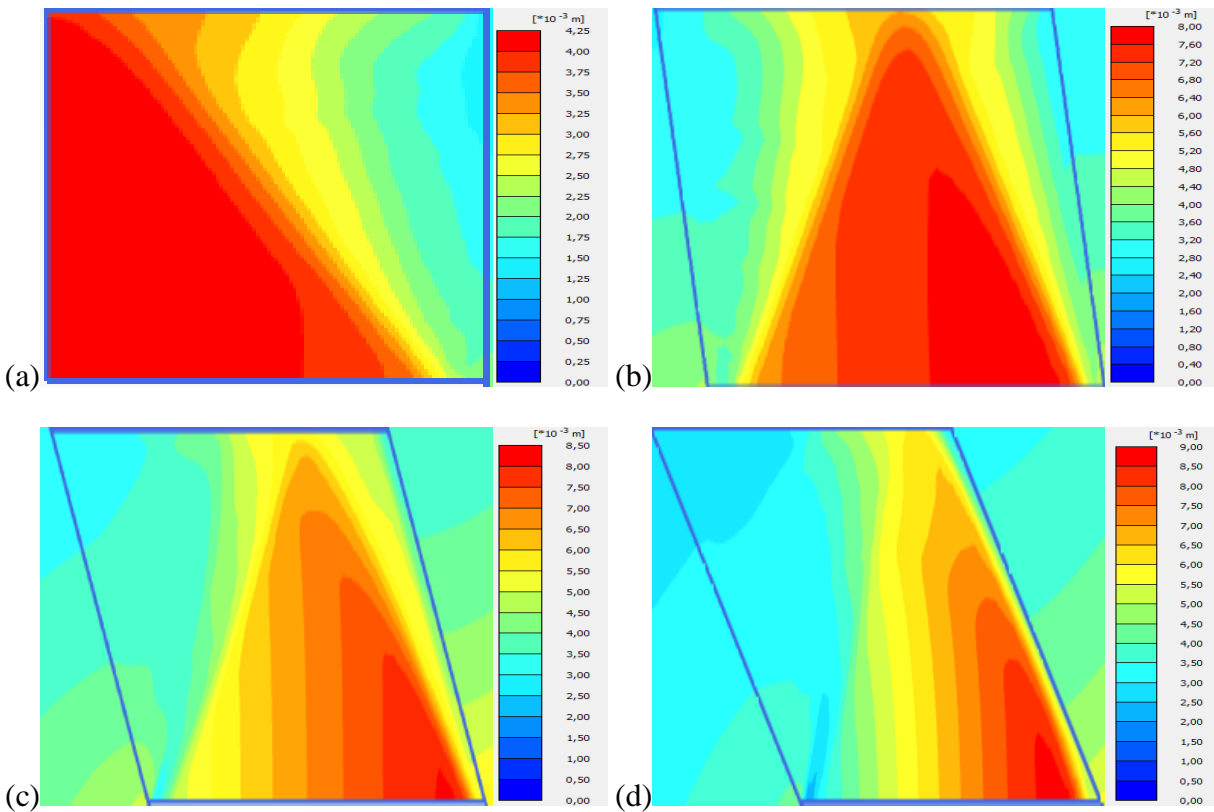


Figure D.1: Iso-contours des déplacements dans le pilier-semelle obtenus avec Plaxis 2D en considérant une profondeur de mine de $z = 300$ m pour différentes inclinaisons du chantier: (a) $\beta = 90^\circ$; (b) $\beta = 75^\circ$; (c) $\beta = 60^\circ$; (d) $\beta = 45^\circ$ (plus de détails à voir au tableau 4.1, cas 1).

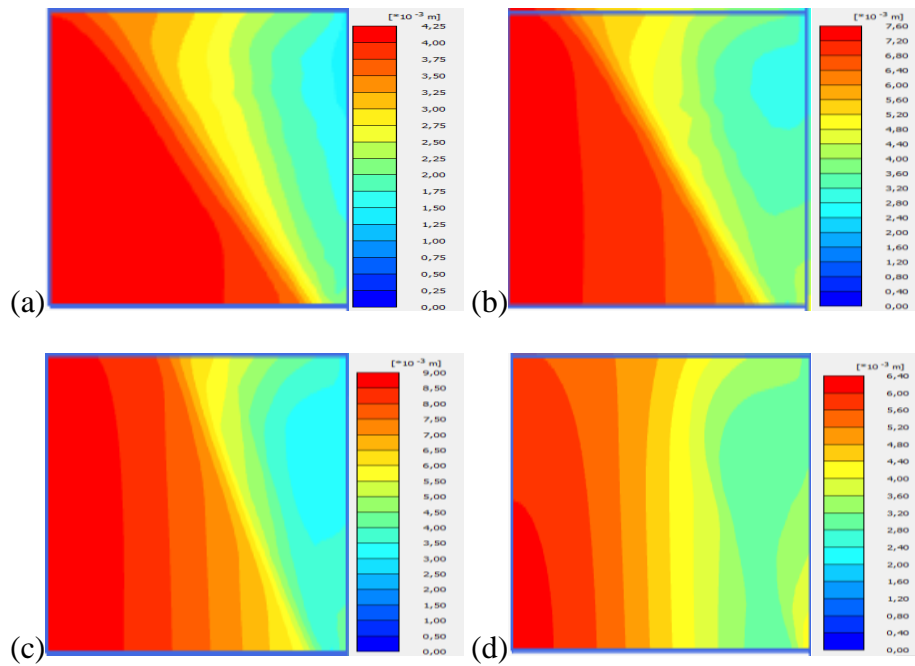


Figure D.2: Iso-contours des déplacements dans le pilier-semelle obtenus avec Plaxis 2D en considérant une profondeur de mine de $z = 300$ m pour différentes largeurs du chantier: (a) $W = 4$ m; (b) $W = 8$ m; (c) $W = 10$ m; (d) $W = 12$ m (plus de détails à voir au tableau 4.1, cas 2).

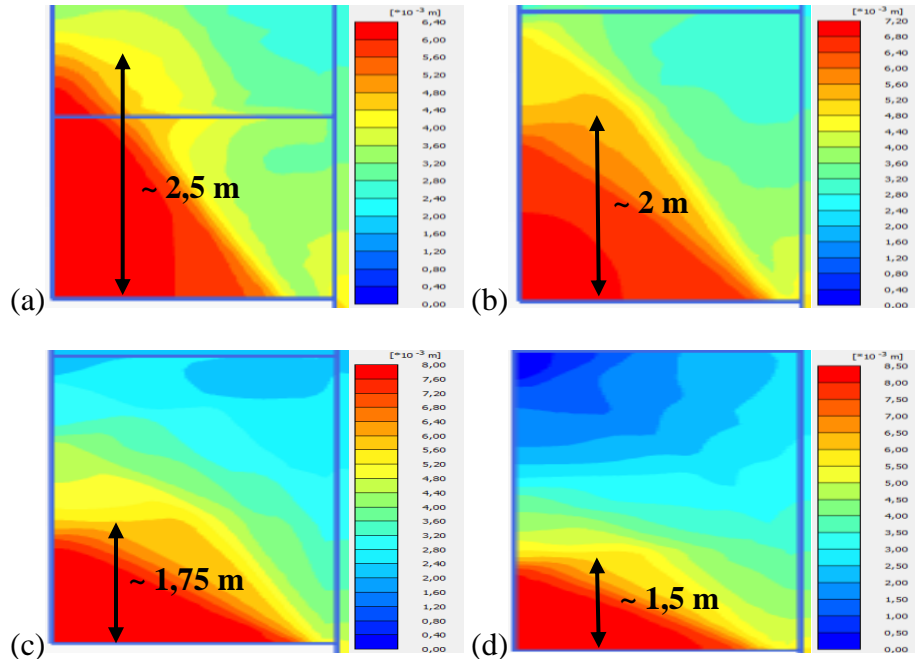


Figure D.3: Iso-contours de déplacements dans le pilier-semelle obtenus avec Plaxis 2D en considérant une profondeur de mine de $z = 300$ m pour différentes épaisseurs du pilier-semelle: (a) $e = 2$ m; (b) $e = 4$ m; (c) $e = 6$ m; (d) $e = 8$ m (plus de détails à voir au tableau 4.1, cas 3).

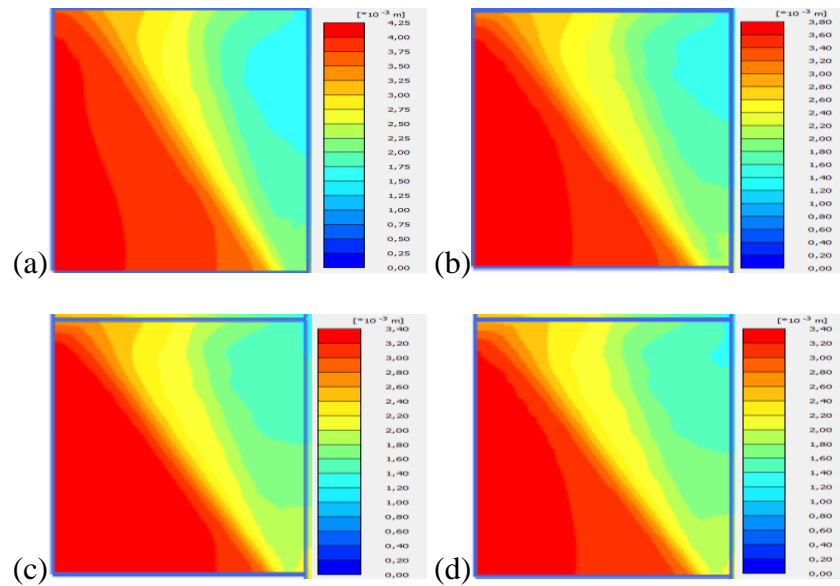


Figure D.4: Iso-contours de déplacements dans le pilier-semelle obtenus avec Plaxis 2D en considérant une profondeur de mine de $z = 300$ m pour différents modules de Young du pilier-semelle: (a) $E_s = 0,8$ GPa; (b) $E_s = 1,2$ GPa; (c) $E_s = 1,4$ GPa; (d) $E_s = 1,6$ GPa (plus de détails à voir au tableau 4.1, cas 4).

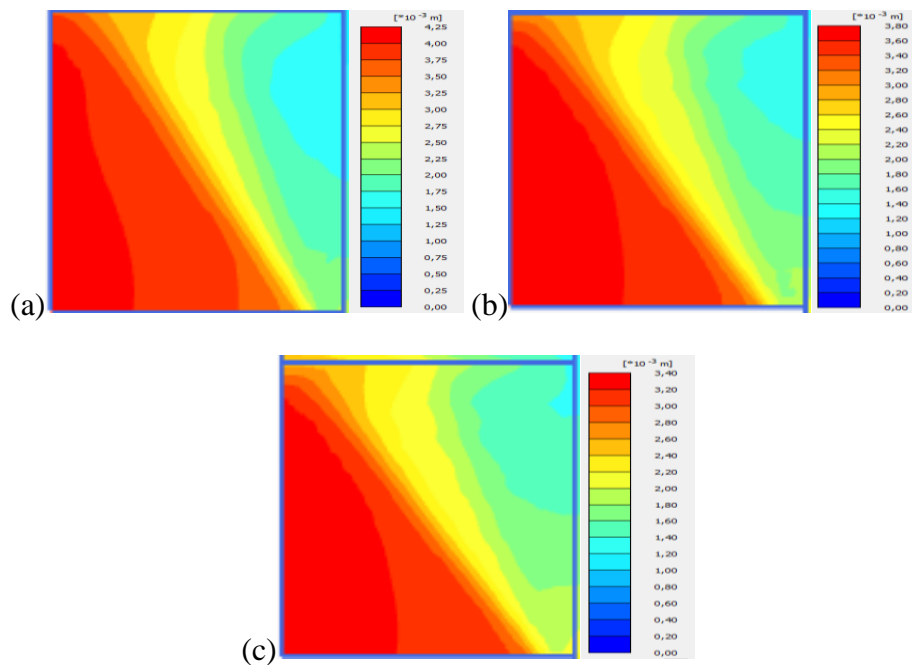


Figure D.5: Iso-contours des déplacements dans le pilier-semelle obtenus avec Plaxis 2D en considérant une profondeur de mine de $z = 300$ m pour différents modules de Young de la roche: (a) $E_r = 62$ GPa; (b) $E_r = 72$ GPa; (c) $E_r = 82$ GPa (plus de détails à voir au tableau 4.1, cas 5).

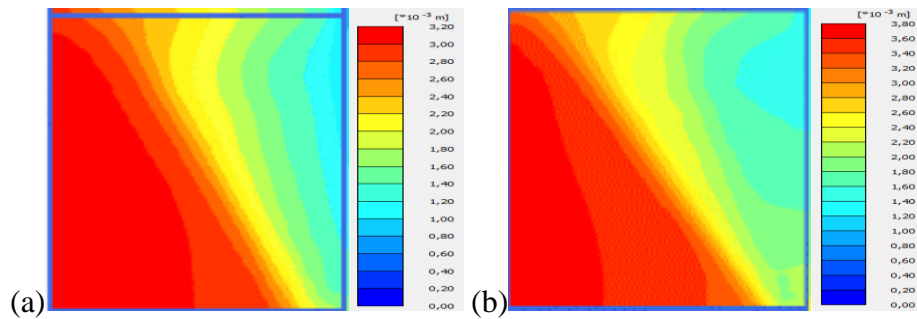


Figure D.6: Iso-contours des déplacements dans le pilier-semelle obtenus avec Plaxis 2D en considérant une profondeur de mine de $z = 300$ m pour différents coefficients de pression des terres de la roche: (a) $K_r = 0,5$; (b) $K_r = 1$ (plus de détails à voir au tableau 4.1, cas 6).

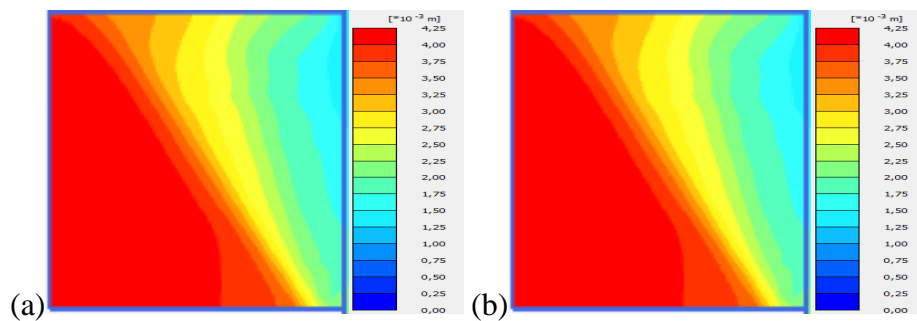


Figure D.7: Iso-contours des déplacements obtenus avec Plaxis 2D en considérant une profondeur de mine de $z = 300$ m pour différentes résistances en compression uniaxiale de la roche intacte: (a) $\sigma_{ci} = 325$ MPa; (b) $\sigma_{ci} = 350$ MPa (plus de détails à voir au tableau 4.1, cas 7).

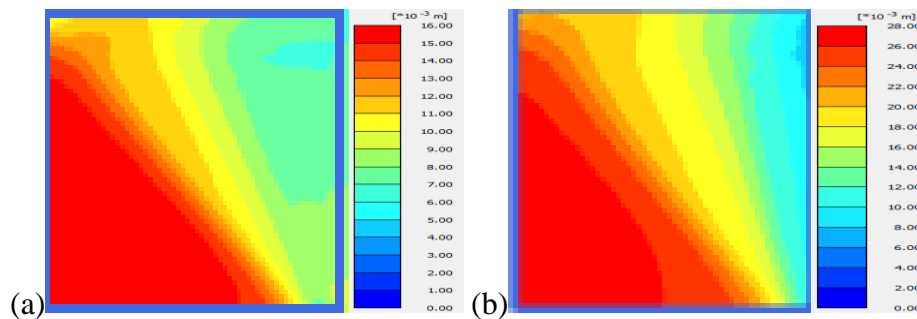


Figure D.8: Iso-contours des déplacements dans le pilier-semelle obtenus avec Plaxis 2D en considérant une profondeur de mine de $z = 300$ m pour différentes hauteurs du remblai au-dessus du pilier-semelle: (a) $H = 19$ m; (b) $H = 28,5$ m (plus de détails à voir au tableau 4.1, cas 8).

Les résultats de plasticité aux valeurs critiques de cohésion c_s du pilier-semelle en fonction de l'angle d'inclinaison β (figures D.9 à D.12), de la largeur de chantier W (figures D.13 à D.16), de l'épaisseur du pilier-semelle e (figures D.17 à D.20), du module de Young du pilier-semelle E_s (figures D.21 à D.24), du module de Young de la roche E_r (figures D.25 à D.26), du coefficient de pression des terres K_r (figures D.27 et D.28), de la résistance en compression uniaxiale de la roche intacte σ_{ci} (figures D.29 et D.30) ainsi qu'en fonction de la hauteur H du remblai (figures D.31 à D.32) obtenus avec Plaxis 2D sont présentés ci-dessous.

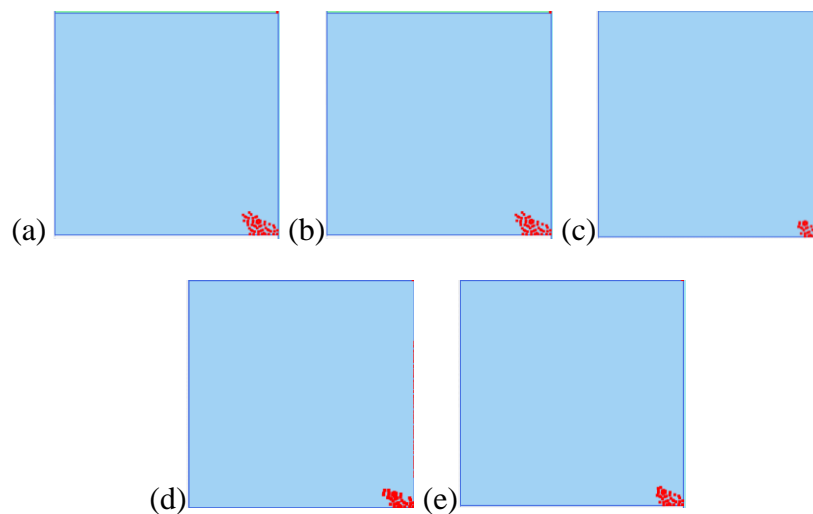


Figure D.9: États de plasticité dans le pilier-semelle pour $\beta = 90^\circ$: (a) $z = 100$ m; (b) $z = 200$ m; (c) $z = 300$ m; (d) $z = 400$ m; (e) $z = 500$ m (plus de détails à voir au tableau 4.1, cas 1).

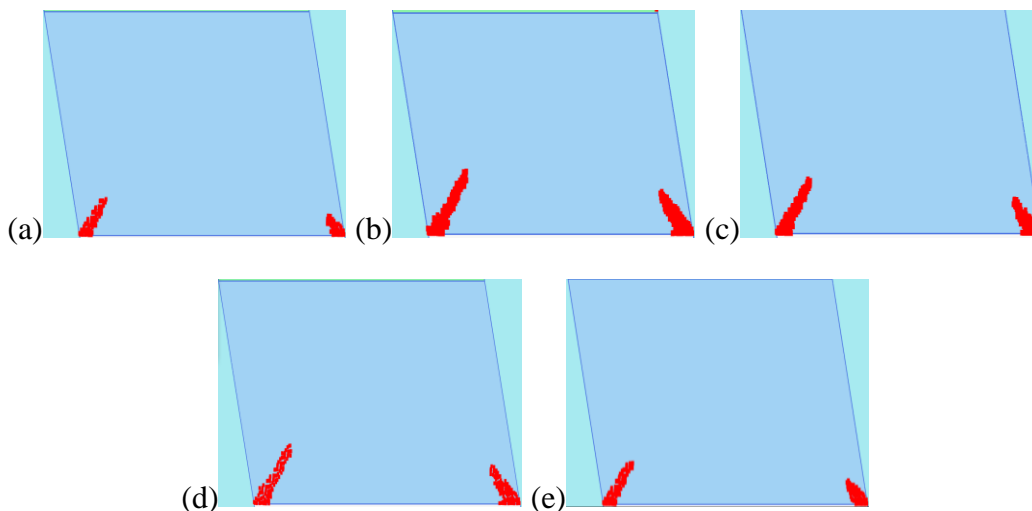


Figure D.10: États de plasticité dans le pilier-semelle pour $\beta = 75^\circ$: (a) $z = 100$ m; (b) $z = 200$ m; (c) $z = 300$ m; (d) $z = 400$ m; (e) $z = 500$ m (plus de détails à voir au tableau 4.1, cas 1).

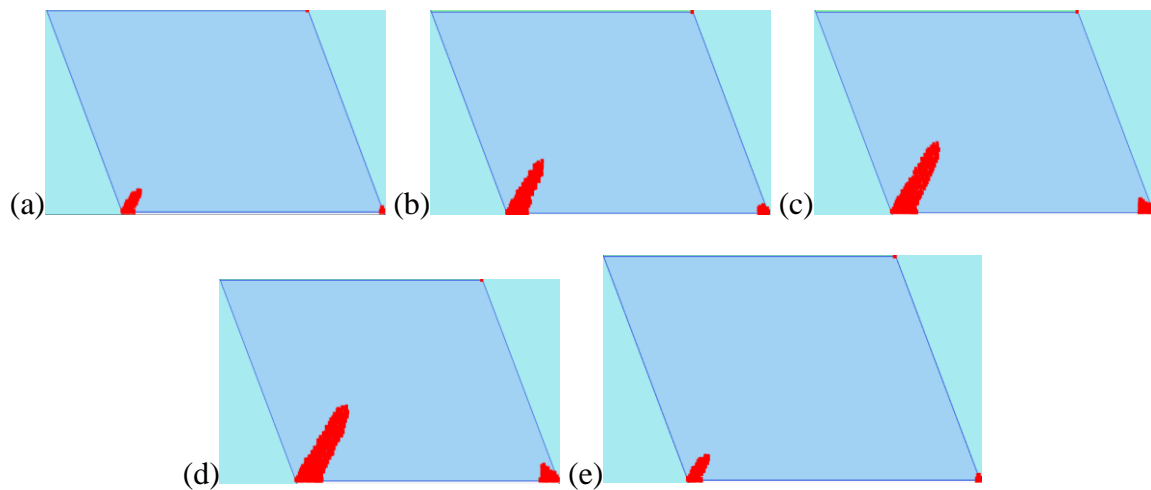


Figure D.11: États de plasticité dans le pilier-semelle pour $\beta = 60^\circ$: (a) $z = 100$ m; (b) $z = 200$ m; (c) $z = 300$ m; (d) $z = 400$ m; (e) $z = 500$ m (plus de détails à voir au tableau 4.1, cas 1).

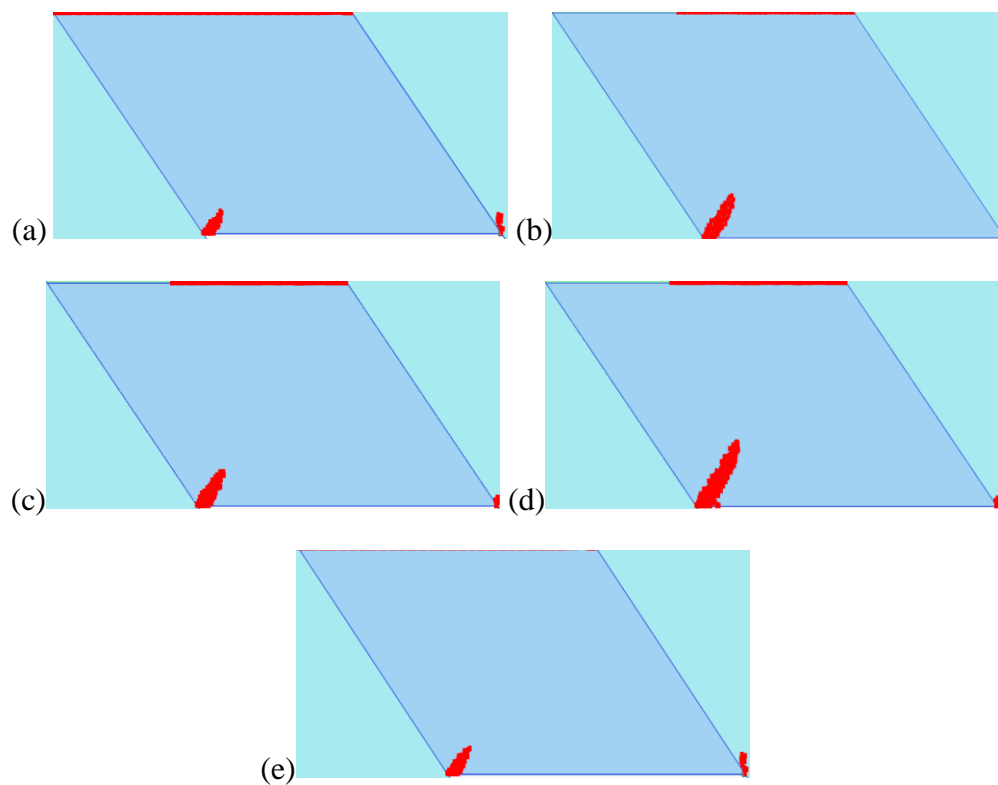


Figure D.12: États de plasticité dans le pilier-semelle pour $\beta = 45^\circ$: (a) $z = 100$ m; (b) $z = 200$ m; (c) $z = 300$ m; (d) $z = 400$ m; (e) $z = 500$ m (plus de détails à voir au tableau 4.1, cas 1).

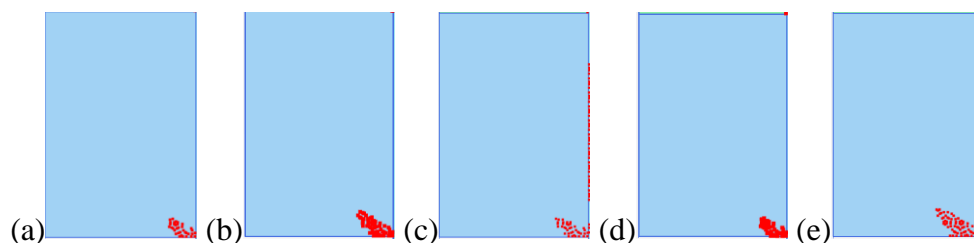


Figure D.13: États de plasticité dans le pilier-semelle pour $W = 4$ m: (a) $z = 100$ m; (b) $z = 200$ m; (c) $z = 300$ m; (d) $z = 400$ m; (e) $z = 500$ m (plus de détails à voir au tableau 4.1, cas 2).

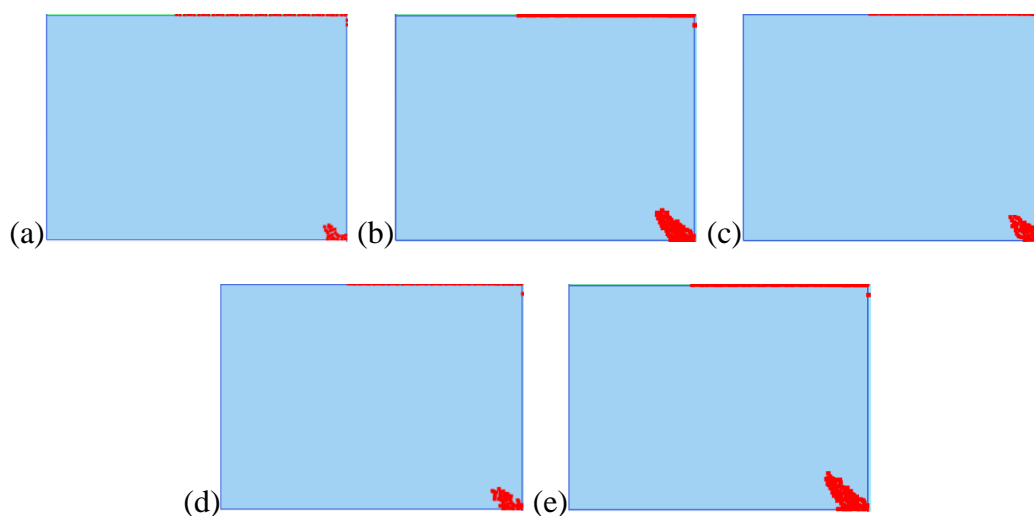


Figure D.14: États de plasticité dans le pilier-semelle pour $W = 8$ m: (a) $z = 100$ m; (b) $z = 200$ m; (c) $z = 300$ m; (d) $z = 400$ m; (e) $z = 500$ m (plus de détails à voir au tableau 4.1, cas 2).

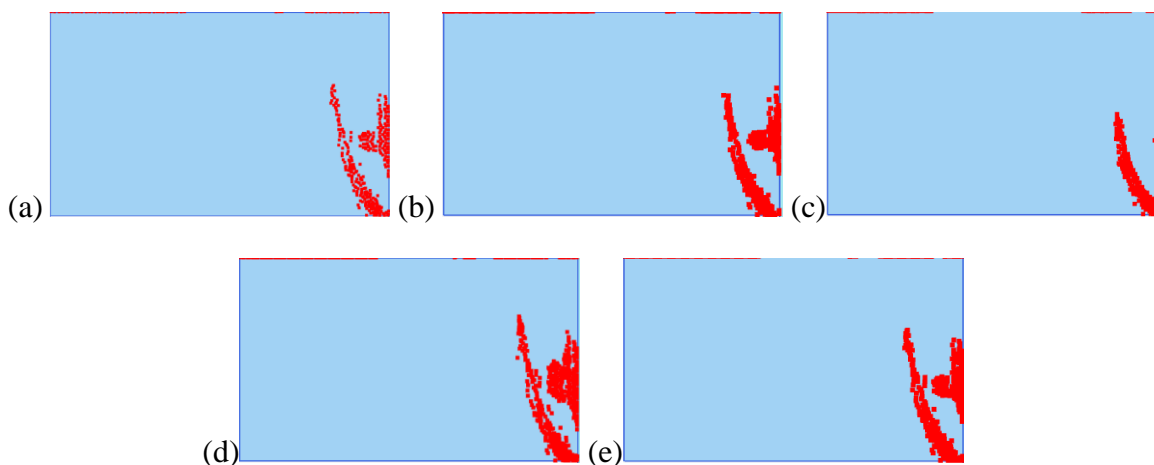


Figure D.15: États de plasticité dans le pilier-semelle pour $W = 10$ m: (a) $z = 100$ m; (b) $z = 200$ m; (c) $z = 300$ m; (d) $z = 400$ m; (e) $z = 500$ m (plus de détails à voir au tableau 4.1, cas 2).

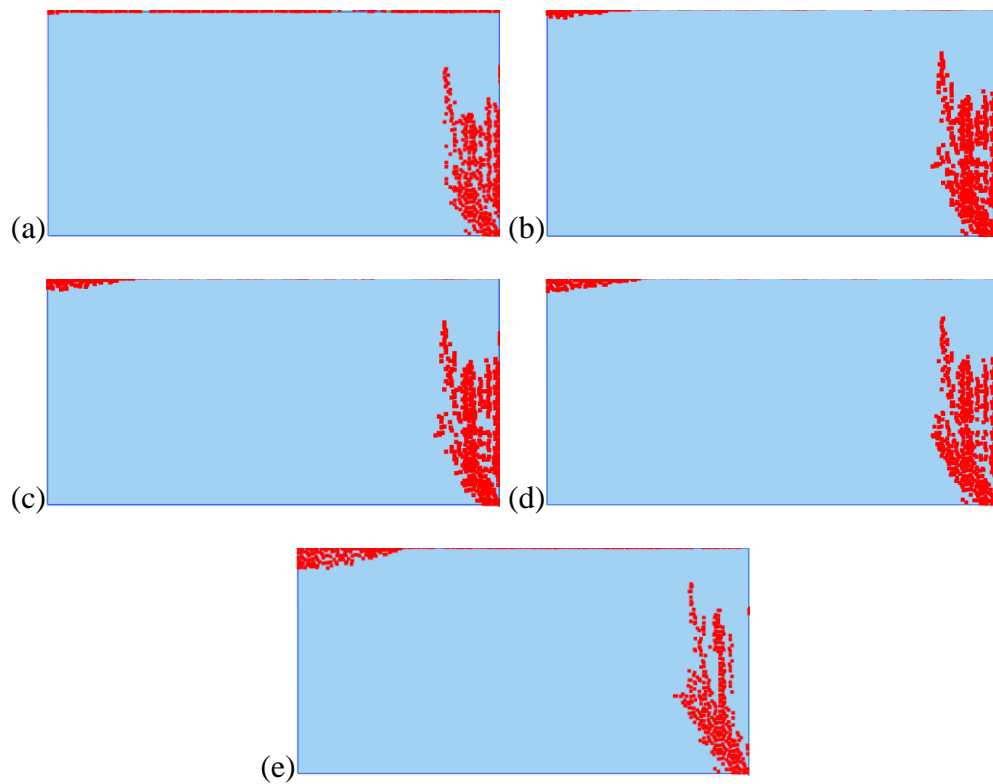


Figure D.16: États de plasticité dans le pilier-semelle pour $W = 12$ m: (a) $z = 100$ m; (b) $z = 200$ m; (c) $z = 300$ m; (d) $z = 400$ m; (e) $z = 500$ m (plus de détails à voir au tableau 4.1, cas 2).

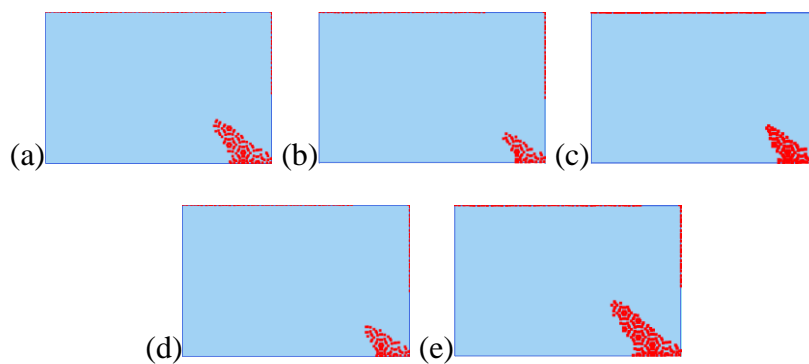


Figure D.17: États de plasticité dans le pilier-semelle pour $e = 2$ m: (a) $z = 100$ m; (b) $z = 200$ m; (c) $z = 300$ m; (d) $z = 400$ m; (e) $z = 500$ m (plus de détails à voir au tableau 4.1, cas 3).

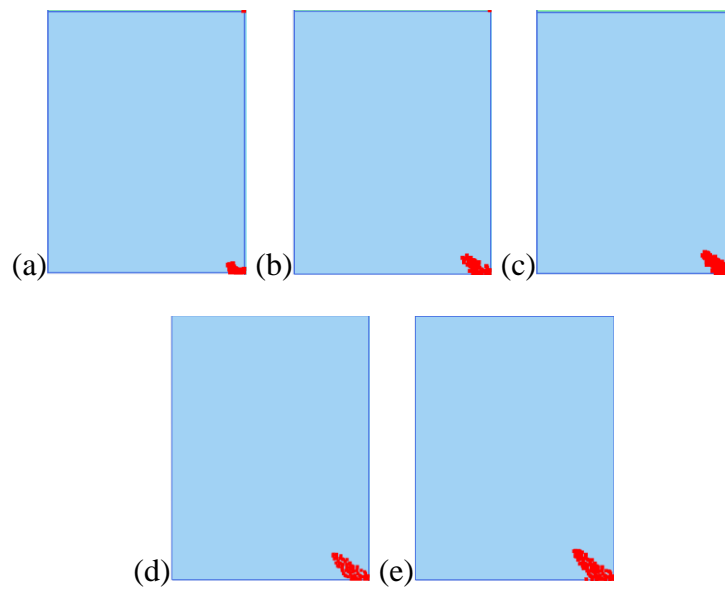


Figure D.18: États de plasticité dans le pilier-semelle pour $e = 4$ m: (a) $z = 100$ m; (b) $z = 200$ m; (c) $z = 300$ m; (d) $z = 400$ m; (e) $z = 500$ m (plus de détails à voir au tableau 4.1, cas 3).

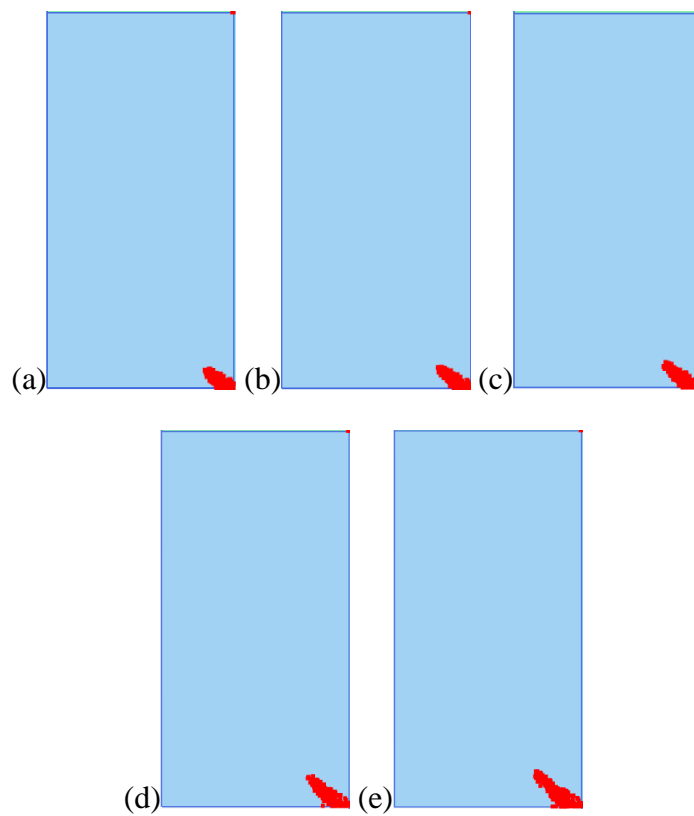


Figure D.19: États de plasticité dans le pilier-semelle pour $e = 6$ m: (a) $z = 100$ m; (b) $z = 200$ m; (c) $z = 300$ m; (d) $z = 400$ m; (e) $z = 500$ m (plus de détails à voir au tableau 4.1, cas 3).

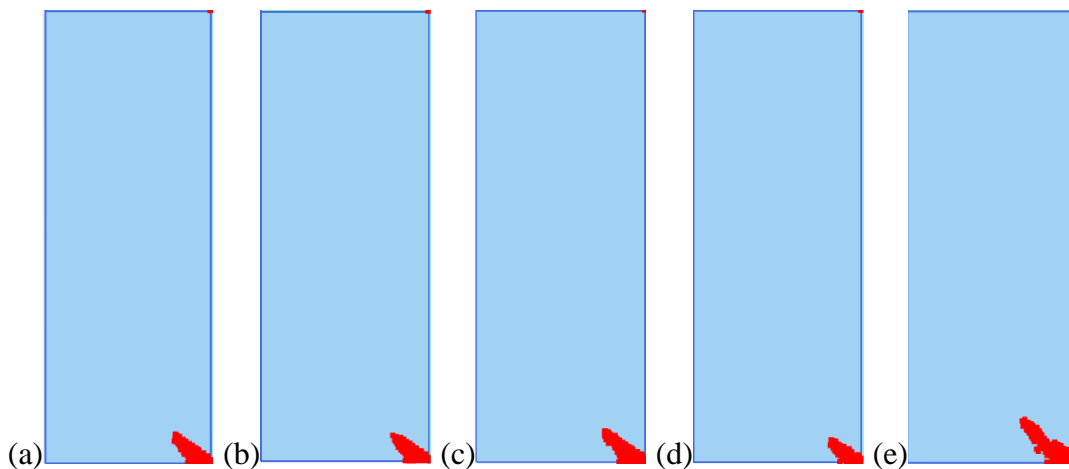


Figure D.20: États de plasticité dans le pilier-semelle pour $e = 8$ m: (a) $z = 100$ m; (b) $z = 200$ m; (c) $z = 300$ m; (d) $z = 400$ m; (e) $z = 500$ m (plus de détails à voir au tableau 4.1, cas 3).

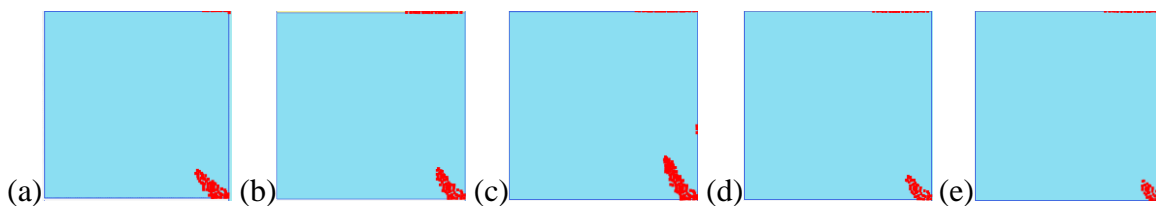


Figure D.21: États de plasticité dans le pilier-semelle pour $E_s = 0,8$ GPa: (a) $z = 100$ m; (b) $z = 200$ m; (c) $z = 300$ m; (d) $z = 400$ m; (e) $z = 500$ m (plus de détails à voir au tableau 4.1, cas 4).

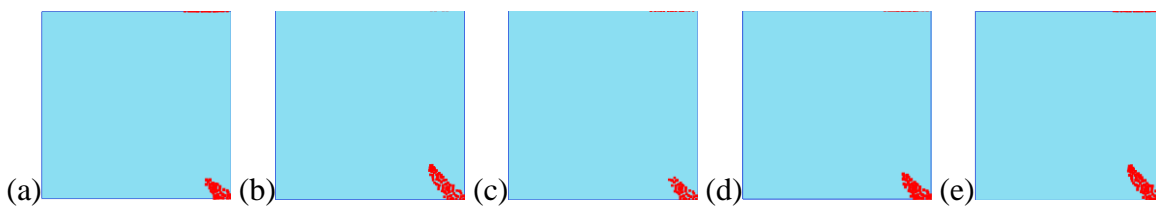


Figure D.22: États de plasticité dans le pilier-semelle pour $E_s = 1,2$ GPa: (a) $z = 100$ m; (b) $z = 200$ m; (c) $z = 300$ m; (d) $z = 400$ m; (e) $z = 500$ m (plus de détails à voir au tableau 4.1, cas 4).

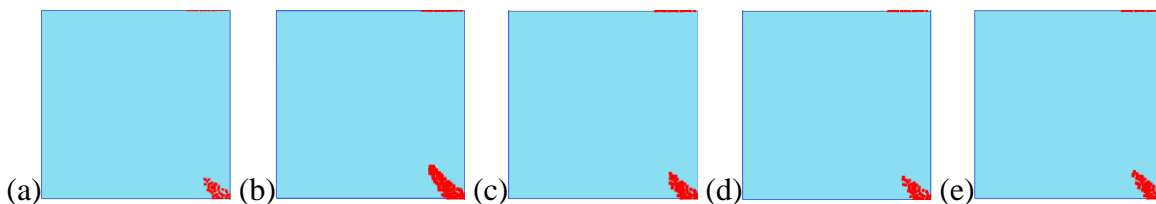


Figure D.23: États de plasticité dans le pilier-semelle pour $E_s = 1,4$ GPa: (a) $z = 100$ m; (b) $z = 200$ m; (c) $z = 300$ m; (d) $z = 400$ m; (e) $z = 500$ m (plus de détails à voir au tableau 4.1, cas 4).

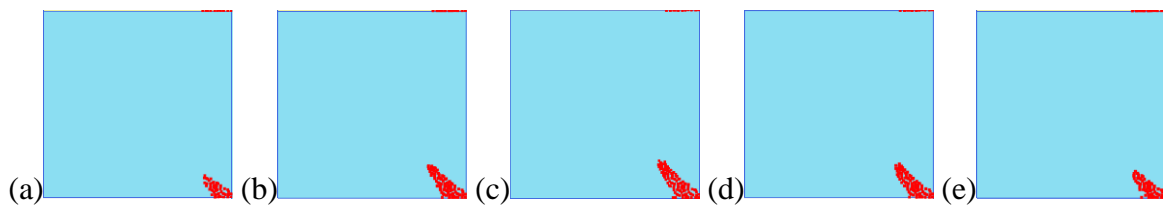


Figure D.24: États de plasticité dans le pilier-semelle pour $E_s = 1,6$ GPa: (a) $z = 100$ m; (b) $z = 200$ m; (c) $z = 300$ m; (d) $z = 400$ m; (e) $z = 500$ m (plus de détails à voir au tableau 4.1, cas 4).

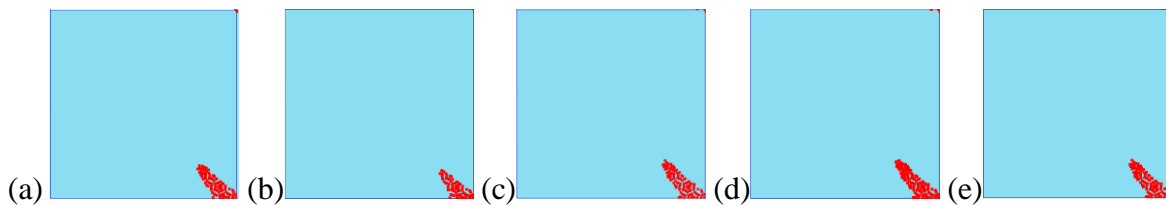


Figure D.25: États de plasticité dans le pilier-semelle pour $E_r = 72$ GPa: (a) $z = 100$ m; (b) $z = 200$ m; (c) $z = 300$ m; (d) $z = 400$ m; (e) $z = 500$ m (plus de détails à voir au tableau 4.1, cas 5).

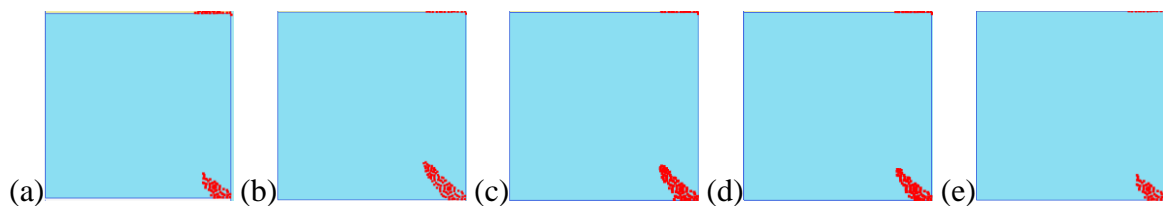


Figure D.26: États de plasticité dans le pilier-semelle pour $E_r = 82$ GPa: (a) $z = 100$ m; (b) $z = 200$ m; (c) $z = 300$ m; (d) $z = 400$ m; (e) $z = 500$ m (plus de détails à voir au tableau 4.1, cas 5).

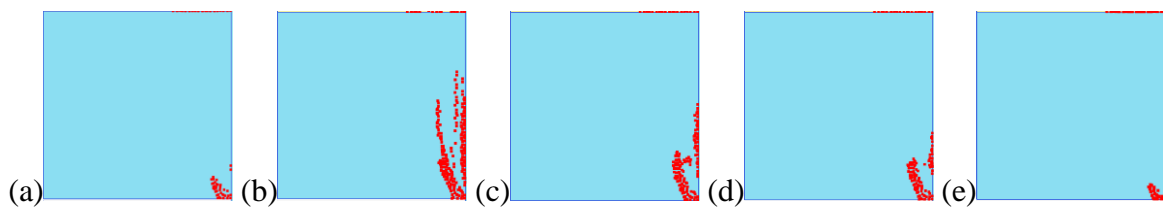


Figure D.27: États de plasticité dans le pilier-semelle pour $K_r = 0,5$: (a) $z = 100$ m; (b) $z = 200$ m; (c) $z = 300$ m; (d) $z = 400$ m; (e) $z = 500$ m (plus de détails à voir au tableau 4.1, cas 6).

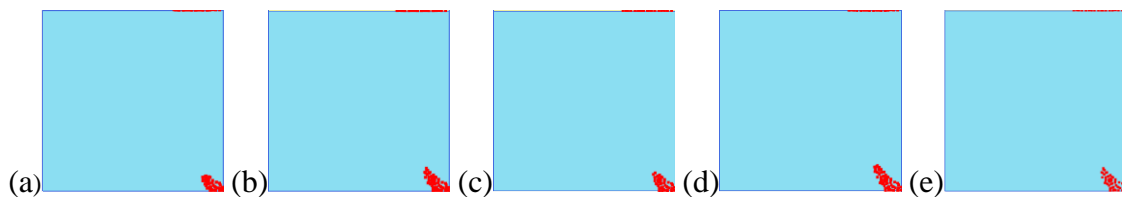


Figure D.28: États de plasticité dans le pilier-semelle pour $K_r = 1$: (a) $z = 100$ m; (b) $z = 200$ m; (c) $z = 300$ m; (d) $z = 400$ m; (e) $z = 500$ m (plus de détails à voir au tableau 4.1, cas 6).

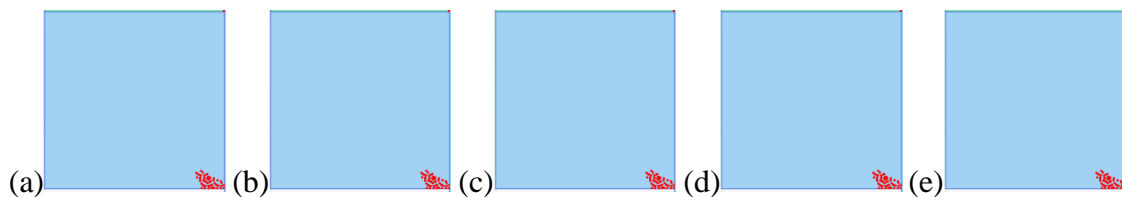


Figure D.29: États de plasticité dans le pilier-semelle pour $\sigma_{ci} = 325$ MPa: (a) $z = 100$ m; (b) $z = 200$ m; (c) $z = 300$ m; (d) $z = 400$ m; (e) $z = 500$ m (plus de détails à voir au tableau 4.1, cas 7).

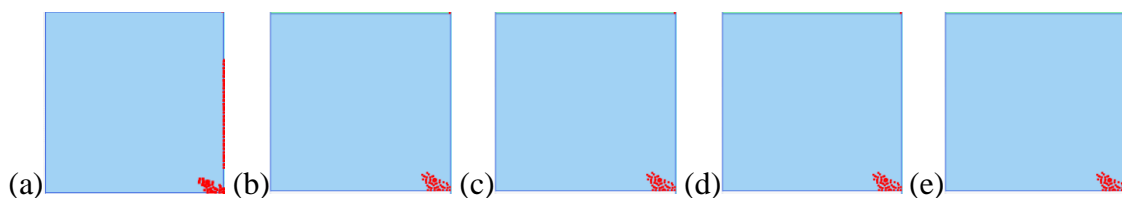


Figure D.30: États de plasticité dans le pilier-semelle pour $\sigma_{ci} = 350$ MPa: (a) $z = 100$ m; (b) $z = 200$ m; (c) $z = 300$ m; (d) $z = 400$ m; (e) $z = 500$ m (plus de détails à voir au tableau 4.1, cas 7).

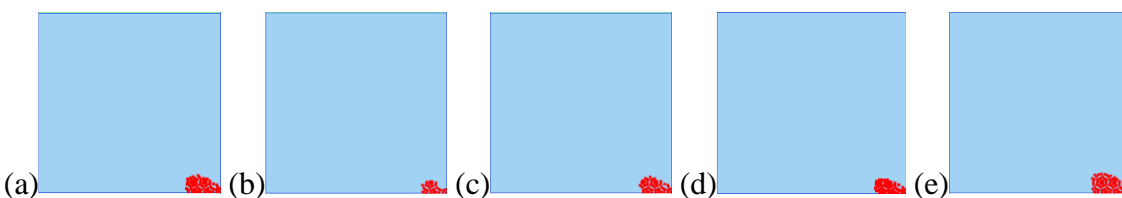


Figure D.31: États de plasticité dans le pilier-semelle pour $H = 19$ m: (a) $z = 100$ m; (b) $z = 200$ m; (c) $z = 300$ m; (d) $z = 400$ m; (e) $z = 500$ m (plus de détails à voir au tableau 4.1, cas 8).

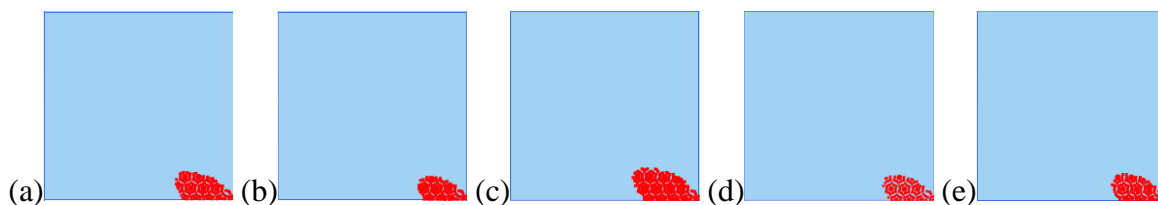


Figure D.32: États de plasticité dans le pilier-semelle pour $H = 28,5$ m: (a) $z = 100$ m; (b) $z = 200$ m; (c) $z = 300$ m; (d) $z = 400$ m; (e) $z = 500$ m (plus de détails à voir au tableau 4.1, cas 8).